

TRABAJO FINAL DE GRADO

Grado en Ingeniería Mecánica

**VARIABILIDAD EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE
EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA DE
BARCELONA EN FUNCIÓN DE LA CALIDAD DE LOS
MATERIALES EN LA ALTURA**



Memoria

Autor: Álex Díaz Ráez
Director: Jorge Arturo Ávila Haro
Convocatoria: Enero 2018

Resum

El present treball de fi de grau ha consistit en l'estudi dels efectes de la qualitat dels materials en edificis de maçoneria no reforçada, típics de l'Eixample de Barcelona, d'acord a la seva posició en l'altura.

S'ha dut a terme analitzant la resposta i l'acompliment d'un edifici característic vers a una demanda sísmica, dins d'un escenari probabilista, i variant les propietats mecàniques de la maçoneria a mesura que van augmentant els nivells en altura.

El modelat i l'anàlisi de l'estructura s'ha realitzat mitjançant el programa informàtic TreMuri i el pre i post-processat de dades i resultats s'han realitzat amb MATLAB en funció de normatives locals i també europees.

Última modificació d'aquest document: 10 de Gener de 2018

Resumen

El presente trabajo de final de grado ha consistido en el estudio de los efectos de la calidad de los materiales en edificios de mampostería no reforzada, típicos del Eixample de Barcelona, de acuerdo a su posición en la altura.

Se ha llevado a cabo analizando la respuesta y el desempeño de un edificio característico frente a una demanda sísmica, dentro de un escenario probabilista, variando las propiedades mecánicas de la mampostería conforme se sube de nivel en el mismo.

El modelado y análisis de la estructura se ha realizado mediante el programa informático TreMuri y el pre y post-procesado de datos y resultados se han realizado mediante MATLAB en función de algunas normativas tanto locales como Europeas.

Última modificación de este documento: 10 de Enero de 2018

Abstract

The present final degree project builds on the study of the materials quality along the height in buildings of reinforced masonry, typical of the Eixample district, in Barcelona.

It has been carried out analysing the response and performance of a particular building, facing a seismic demand in a probabilistic scenario, and varying the mechanical masonry properties as level is getting increased.

The structure modelling and the analysis have been performed using the computer program TreMuri and the pre and post data processing have been done by MATLAB according to locals and europeans regulations.

Last update of this document: 10th January 2018

Índice

1.	Prefacio	8
1.1.	Origen del trabajo	8
1.2.	Motivación	8
1.3.	Requerimientos previos.....	8
2.	Introducción	9
2.1.	Objetivos del trabajo	9
2.2.	Alcance del trabajo	9
3.	Introducción histórica	10
3.1.	Barcelona	10
3.2.	Plan Cerdá	12
3.3.	Eixample.....	14
4.	Estado del arte y metodología	16
4.1.	Demanda.....	16
4.1.1.	Marco normativo europeo. Eurocódigo 8.....	18
4.1.2.	Marco normativo local. NCSE-02	23
4.1.3.	Estudio de microzonación	28
4.1.4.	Espectros de demanda en formato ADRS	31
4.2.	Capacidad.....	34
4.3.	Desempeño	35
4.3.1.	Método ATC-40	36
4.3.2.	Método N2	38
4.4.	Fragilidad.....	45
5.	Edificios característicos	47
5.1.	Caso de estudio.....	47
6.	Cálculos y resultados	51
6.1.	Modelado.....	51
6.1.1.	Planta baja.....	51
6.1.2.	Planta tipo	54
6.1.3.	Mun159	56
6.2.	Hipótesis de estudio	58
6.2.1.	Hipótesis 1: Diferente calidad de mampostería.....	58
6.2.2.	Hipótesis 2: Misma calidad de mampostería	63

6.3.	Análisis modal	65
6.3.1.	Análisis modal para la primera hipótesis	65
6.3.2.	Análisis modal para la segunda hipótesis.....	74
6.4.	Análisis estático no lineal.....	83
6.4.1.	Análisis 1: Primera hipótesis eje X POS	84
6.4.2.	Análisis 2: Primera hipótesis eje X NEG.....	88
6.4.3.	Análisis 3: Primera hipótesis eje Y POS	92
6.4.4.	Análisis 4: primera hipótesis eje Y NEG.....	96
6.4.5.	Análisis 5: Segunda hipótesis eje X POS	100
6.4.6.	Análisis 6: Segunda hipótesis eje X NEG.....	104
6.4.7.	Análisis 7: Segunda hipótesis eje Y POS	108
6.4.8.	Análisis 8: Segunda hipótesis eje Y NEG.....	112
6.5.	Fragilidad.....	116
6.5.1.	Análisis 1: Primera hipótesis eje X POS	116
6.5.2.	Análisis 2: Primera hipótesis eje X NEG.....	119
6.5.3.	Análisis 3: Primera hipótesis eje Y POS	122
6.5.4.	Análisis 4: Primera hipótesis eje Y NEG.....	125
6.5.5.	Análisis 5: Segunda hipótesis eje X POS	128
6.5.6.	Análisis 6: Segunda hipótesis eje X NEG.....	131
6.5.7.	Análisis 7: Segunda hipótesis eje Y POS	134
6.5.8.	Análisis 8: Segunda hipótesis eje Y NEG.....	137
7.	Conclusiones.....	140
7.1.	Comparativa desplazamientos del espectro de capacidad	140
7.2.	Comparativa desplazamientos del punto de desempeño.....	141
7.3.	Comparativa probabilidades estados de daño ($p_{ga} = 0,04g$).....	142
7.4.	Comparativa probabilidades estados de daño ($p_{ga} = 0,194g$).....	143
8.	Presupuesto	145
9.	Bibliografía	146

1. Prefacio

1.1. Origen del trabajo

El tema y objetivo del trabajo ha surgido por proposición del profesor del departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería, Jorge Arturo Ávila Haro, tras dirigirme después de haber sido su alumno en dichas materias y tener interés en realizar el trabajo con él.

1.2. Motivación

El interés por las materias relacionadas con sistemas mecánicos, estructuras, y resistencia y elasticidad de materiales me han motivado a realizar un trabajo de estas características.

Poder estudiar edificios del Eixample, ha sido un aliciente motivacional, ya que me resulta muy cotidiano el distrito de Barcelona, y enfocar el trabajo en estudiar las características estructurales de la zona donde vivo, y en especial, calcular y obtener la respuesta elástica de una vivienda en particular ante una demanda sísmica me pareció muy interesante.

El hecho de ir comparando los resultados para el mismo edificio cambiando la calidad de los materiales de la mampostería que lo conforma, con la ayuda de ciertos programas informáticos, me ha parecido también interesante y enriquecedor a nivel de investigación y consideré que, la propuesta de trabajo de mi profesor y tutor , era interesante y válida para estudiar y dedicar mis últimos créditos del grado.

1.3. Requerimientos previos

Para abordar el trabajo se han requerido un mínimo de conocimientos de materias cursadas en el grado de ingeniería mecánica, como estructuras, elasticidad y resistencia de los materiales, ya que se trata de un trabajo propuesto y tutorado por un profesor de ese departamento en el que se tratan temas que relacionan y ponen en práctica conceptos que se aprenden y se evalúan en esas asignaturas.

También a nivel informático, se ha requerido un buen dominio de programas de ofimática como Microsoft Word Office para la redacción del trabajo, Microsoft Excel, y Microsoft PowerPoint para la elaboración de presentaciones para realizar la exposición y defensa frente al tribunal académico.

Se ha necesitado conocer y dominar programas de naturaleza técnica como AutoCAD para la interpretación de planos estructurales, MATLAB para el procesado de los datos y TreMuri para el análisis del comportamiento de estructuras.

2. Introducción

2.1. Objetivos del trabajo

El objetivo del es comparar dos hipótesis posibles de la mampostería no reforzada que conforma un edificio en particular típico del Eixample, la primera hipótesis consiste en suponer una pérdida de calidad de la mampostería a medida que se sube de nivel (técnica constructiva de la época) y la segunda hipótesis, que consiste en mantener la calidad para todo el edificio.

La comparación se realizará entre las respuestas elásticas y el desempeño de la estructura ante una cierta demanda sísmica, utilizando el método no lineal N2, con el objetivo principal de comprobar como los edificios típicos del Eixample no tienen ningún diseño sismorresistente y también, ver hasta qué punto es capaz de influir en el análisis estático el hecho de ir variando la calidad o las propiedades mecánicas de la mampostería en niveles altos.

2.2. Alcance del trabajo

La tesis se ha abordado empezando por el distrito de L'Eixample, su formación y sus edificios desde un punto de vista histórico y también técnico, a nivel de diseño y materiales.

En capítulos siguientes se ha introducido el estado del arte y la metodología que se lleva a cabo para realizar análisis sismorresistentes en estructuras, explicando cada concepto básico y mencionando los métodos más importantes, en un marco teórico con ecuaciones y figuras ilustrativas.

Posteriormente, abordamos nuestra estructura y objeto de estudio, el edificio de viviendas al que denominaremos 'Mun159', y mediante planos arquitectónicos obtenidos y el uso de programas informáticos como AutoCAD y TreMuri se ha tenido acceso a todas las dimensiones de los elementos estructurales y se ha podido modelar nivel a nivel el edificio al completo.

Finalmente, una vez modelado, realizaremos los análisis modales (para justificar el método N2) y los respectivos análisis estáticos no lineales (NSP¹) y de fragilidad, para las dos hipótesis anteriormente mencionadas con el fin de realizar estudios comparativos que concluirán el trabajo.

¹ Nonlinear static procedures

3. Introducción histórica

3.1. Barcelona

El Eixample es el barrio que actualmente ocupa la zona del centro de Barcelona.



Figura 1. Distrito del Eixample en Barcelona (izquierda, Fuente: HansenBCN ; derecha, Fuente: Bcn Restaurantes)

Idiado y proyectado a mediados del siglo XIX por el ingeniero de caminos, canales y puertos Ildefonso Cerdá para reestructurar la ciudad de cara a la necesidad de expansión provocada por el crecimiento demográfico y las industrias.

El plan es considerado por el Ayuntamiento de Barcelona en 1855, consiste fundamentalmente en una ciudad jardín con grandes espacios abiertos y edificios de tres plantas separados entre ellos por calles anchas, sin diferenciación entre clases sociales al ser todas las calles iguales.

Debido a la protesta de la burguesía, que consideraban el proyecto como un despilfarro de terreno, y su influencia política, hace que el ayuntamiento rechace el plan inicialmente aprobado.

Vista la necesidad real de elaborar un proyecto que permita la expansión de la ciudad, el ayuntamiento convoca en 1859 un concurso de proyectos urbanísticos del que resulta ganador el proyecto del arquitecto Rovira i Trias, más acorde a las pretensiones de la burguesía, que consistía en limitar las calles a 12m de ancho y la posibilidad de sobrepasar las alturas propuestas del plan de Cerdá. Con este plan, existía una clara separación de clases sociales y las edificaciones presentan una mayor densidad.

No obstante, al aprobar el ayuntamiento el proyecto de Rovira i Trias en 1860, el gobierno central de Madrid impone el plan de Ildefonso Cerdá, por Real Decreto, comenzando de forma inmediata su ejecución. Ante las propuestas del pueblo barcelonés, el propio Cerdá retoca su plan para aumentar la superficie edificable en 1863.

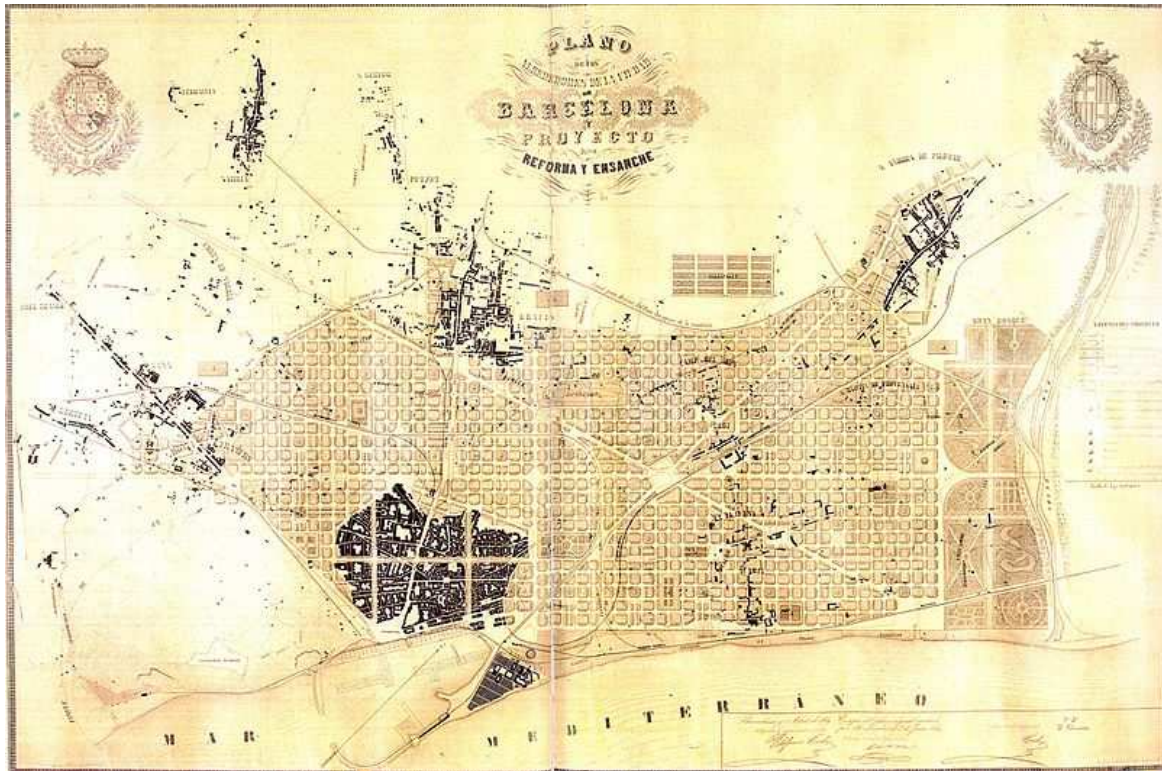


Figura 2. Proyecto original del Plan Cerdá de 1859 (Fuente: Cerdà i Sunyer, Ildefons. Museo de Historia de la ciudad de Barcelona)

3.2. Plan Cerdá

Ildefonso Cerdá plantea la necesidad de que los edificios no tuvieran más altura que la anchura de las calles en que se encuentran, justificando esto por la necesidad de que el sol tenga presencia en las viviendas sin el impedimento de los propios edificios, cuestión que consideraba fundamental para preservar la salud de las personas, junto con una buena ventilación.

Las viviendas debían tener vistas a las fachadas anterior y posterior.

Establecía que las calles tenían que ser de 20m de ancho, la altura de los edificios de 16m como máximo y la anchura no debería ser superior a 14m.

La construcción de los edificios de este tipo fue realizada entre los años 1860 y 1940. Estos edificios de mampostería no reforzada eran incorporados en numerosos conjuntos casi cuadrados, denominados islas o manzanas. Con 25 edificios en promedio por cada isla, diseñados únicamente a carga vertical y sin ninguna consideración Sismorresistente, debido a que todos los diseños son anteriores a la primera normativa de diseño Sismorresistente en España.

Cerdá plantea dos formas básicas de islas o manzanas para situar los edificios, una presentaba dos bloques paralelos dejando en su interior espacio disponible para jardines y la otra presentaba dos bloques unidos en forma de “L” situado en dos lados contiguos de la manzana, dejando un gran espacio cuadrado destinado a jardín.

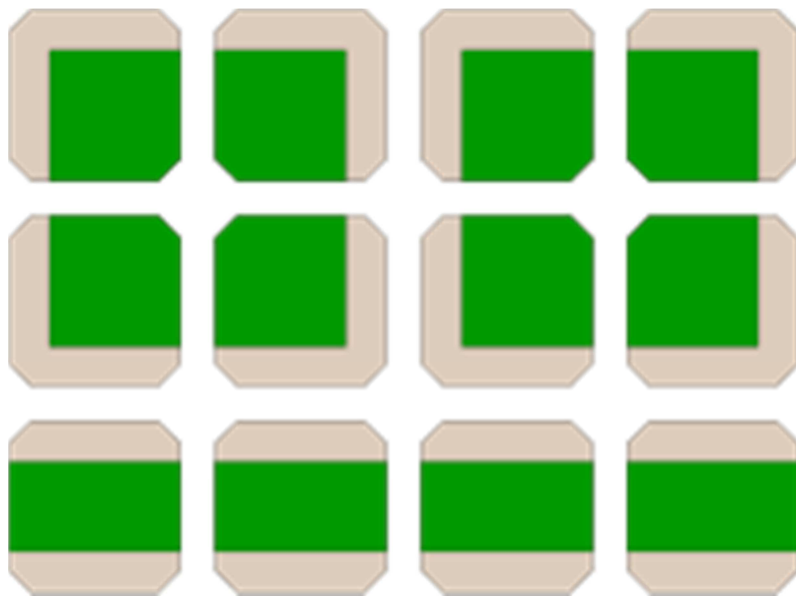


Figura 3. Agrupaciones inicialmente planteadas (Fuente: Wikipedia)

No tardaron en aparecer actividades especulativas y argumentos en contra del proyecto, que defendían conseguir un mayor espacio construido.

Por lo que la idea primera propuesta por Cerdá respecto las manzanas fue cambiando de forma evolutiva. La zona central de las manzanas se vio que se podían ocupar con edificaciones más bajas sin entorpecer los principios fundamentales de iluminación y ventilación en las viviendas, con espacios destinados a talleres y pequeñas industrias familiares, desapareciendo la mayoría de los jardines centrales.

Después se vio que para aumentar el suelo construido se podían unir los dos laterales, por lo que se acabaron cerrando por completo las manzanas.

También se calculó que, si los edificios tuvieran una altura de 20m en lugar de los 16m que inicialmente se establecían como máximo, si el sol se encontraba hasta una posición de 45º, iluminaría cualquier edificio en su totalidad sin que ningún edificio vecino le hiciera sombra. Este argumento unido a la construcción de techos más bajos dio como resultado que se ganaran dos pisos de altura.

Con la misma idea, si se construye sobre el edificio actual un piso más con la fachada retirada hacia el interior del edificio (tantos metros como la altura del piso), se conseguiría aumentar el espacio construido sin que la sombra del edificio afecte a los edificios vecinos estando el sol a 45º, apareciendo así el ático y posteriormente, retirando la fachada otro tanto hacia atrás, el sobreático. En la Figura 3 podemos ver dicha evolución.

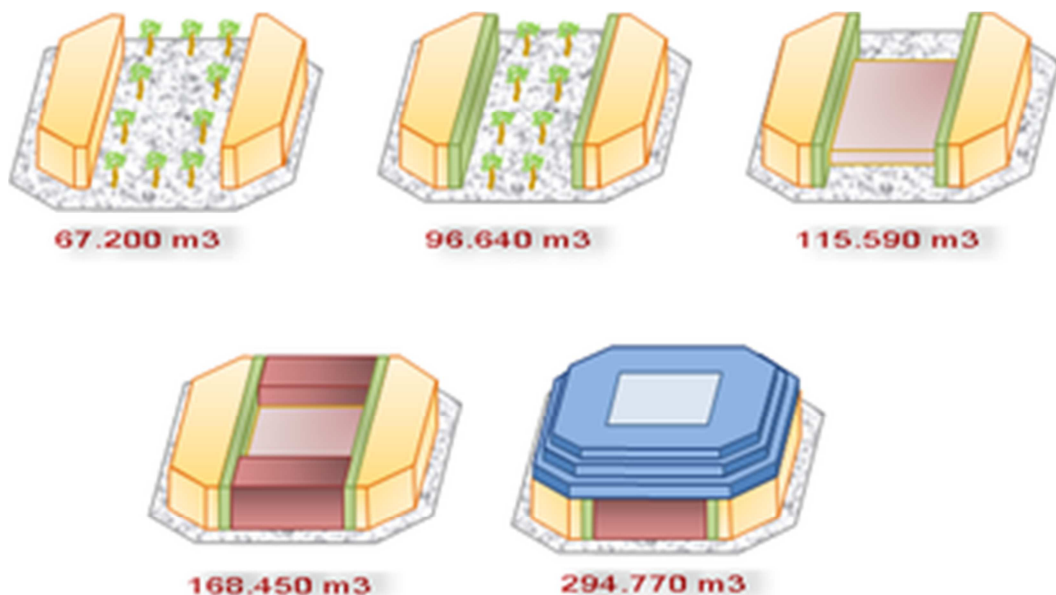


Figura 4. Evolución de las manzanas (Fuente: Wikipedia)

3.3. Eixample

Los edificios típicos de l'Eixample (aproximadamente un 70% de los 8989 edificios que conforman la zona) son de mampostería de ladrillo no reforzada, con bovedillas de cerámica, y forjados de vigueta de madera, de hormigón armado o de acero, según la época de construcción (el proceso urbanístico fue desarrollándose desde 1860 a 1940).

Generalmente estos edificios presentan una vista en planta bastante rectangular (a excepción de los edificios ubicados en esquinas o chaflanes que tienen una forma muy particular). Tienen un número de niveles que varía entre 4 y 7 plantas. Su sistema resistente, consiste en muros de ladrillos con espesores de 30 cm en fachadas y 15cm en el resto de muros portantes. En la planta baja y sótano, se utilizan pilares de fundición y jácenas, sobre las cuales se apoyan los muros portantes de la estructura.

La gran mayoría de los edificios tienen los denominados pisos blandos, debido a que el primer nivel es dedicado a actividades comerciales que requieren una mayor altura y un espacio más amplio, lográndolo con pilares y vigas en lugar de muros de carga, suponiendo una reducción de la rigidez en planta de la estructura general que hace intuir una gran vulnerabilidad sísmica.

Los pilares de cada planta se apoyan en dados, a su vez apoyados en zapatas de mampostería con mortero de cal, dando lugar a conexiones casi articuladas (muy deformables) entre estos elementos.

Los forjados suelen ser de dos tipos: para las dos primeras plantas se utilizan forjados de vigas metálicas y bovedillas de cerámica, apoyadas en jácenas metálicas o en paredes. Encima de la bovedilla se colocan los cascotes y sobre ellos el mortero de cal y el pavimento.

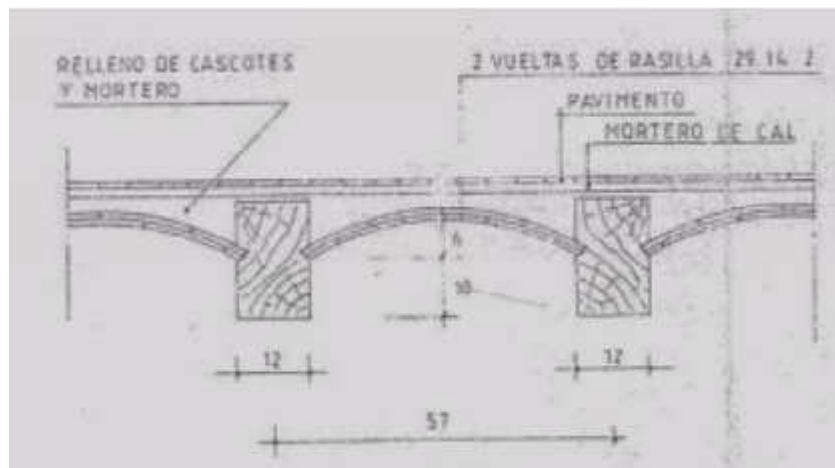


Figura 5. Detalle tomado de planos arquitectónicos originales. (Fuente: Moreno González, R. *Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típicos de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE*, 2012)

Para el resto de plantas, el tipo de forjado es de vigueta de madera y bovedilla cerámica, por dos hojas de rasilla, rellena con cascotes, mortero de cal y pavimento (ver figura 5). Viéndose como los materiales utilizados y la calidad de los elementos estructurales son de peores prestaciones a medida que aumentan las plantas del edificio, lo que será nuestra primera hipótesis de nuestro modelo a ser comparado.

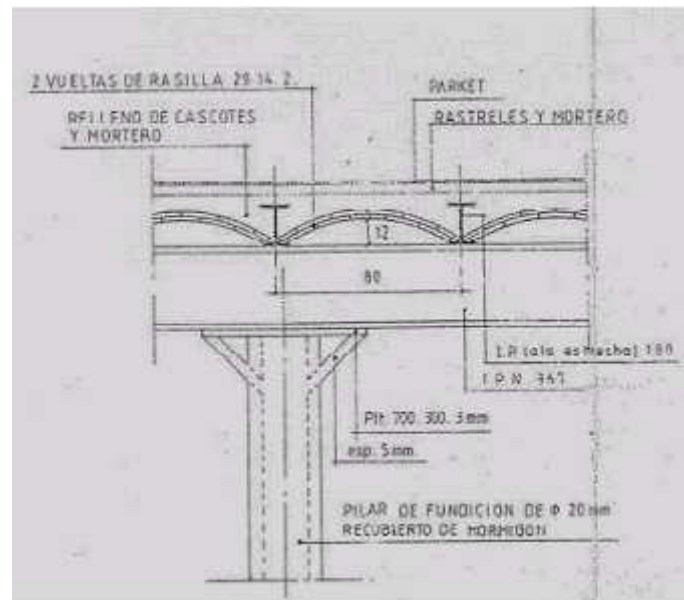


Figura 6. Detalle tomado de planos arquitectónicos originales. (Fuente: Moreno González, R. *Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típicos de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE*, 2012)

Recientemente, la sección de sismología del Instituto Cartográfico de Cataluña mediante la Tesis de Janira Irizarry (se comenta en el correspondiente capítulo de demanda) ha reevaluado la amenaza sísmica en la ciudad de Barcelona, abordándolo desde dos ópticas o escenarios, una determinista y la otra probabilista, y generando los espectros de demanda correspondientes.

Estos nuevos espectros suponen un nuevo aporte a la definición de amenaza sísmica existente, por lo que será necesario evaluar el desempeño sísmico de los edificios de mampostería no reforzada ante esta nueva forma de definir la demanda. Para ello se utilizará el método N2 propuesto por *Fajfar* y los límites de daño propuestos por *Calvi (1999)* para estructuras de mampostería no reforzada, se determina el grado de daño y el nivel de desempeño sísmico de los edificios pertenecientes a esta tipología.

Durante muchos años, las propiedades mecánicas de los materiales utilizados para construir los edificios del Eixample fueron determinados de forma empírica, por lo que tienen asociadas una alta incertidumbre.

El caso particular del edificio elegido para representar esta tipología, el edificio **Mun159**, y el que posteriormente se analizará y se determinará, para ver su nivel de desempeño frente a un sismo y como varía el comportamiento en función de los materiales en la altura.

4. Estado del arte y metodología

4.1. Demanda

La demanda se representa por medio de los denominados espectros de respuesta.

Un espectro consiste en un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración) que produce una acción dinámica en una estructura (simplificándola como un oscilador de un grado de libertad).

En el eje de las abscisas (X) se representa el periodo o frecuencia de la estructura y en el eje de ordenadas (Y) la respuesta máxima calculada para los distintos factores de amortiguamiento.

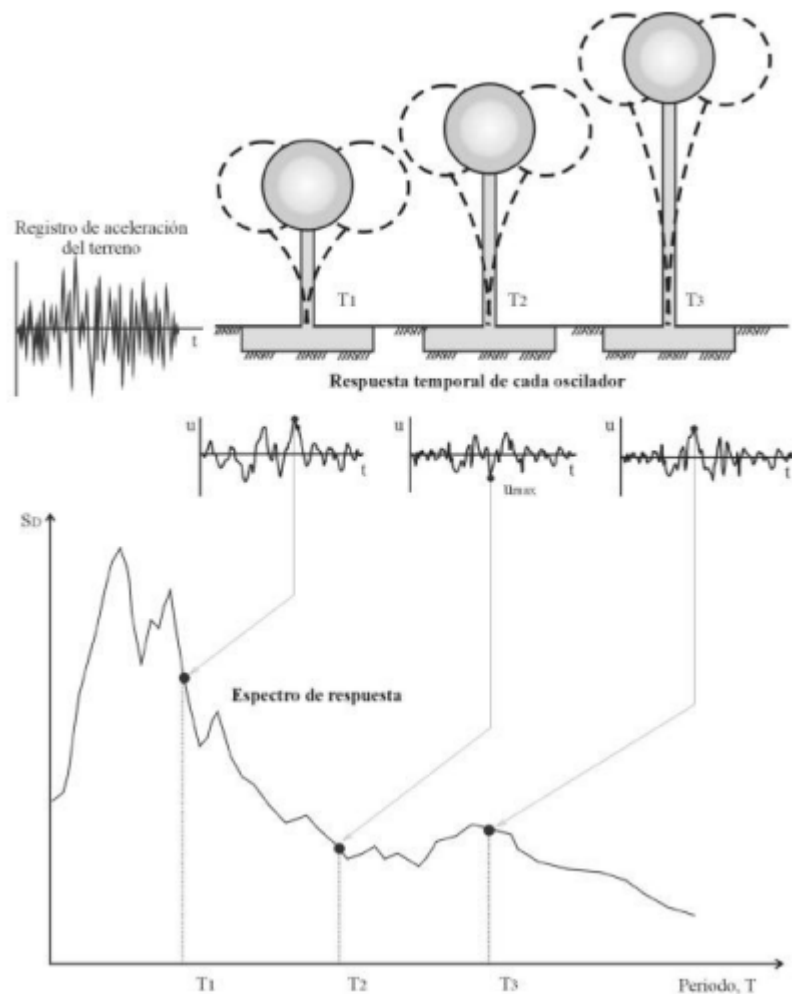


Figura 7. Gráfico del método de determinación de un espectro de respuesta. (Fuente: Crisafulli, Francisco et al., Espectros de respuesta y de diseño, 2002)

Actualmente, realizar un espectro de respuesta no representa un problema debido a la gran capacidad de cálculo de los ordenadores modernos, capaces de realizar un espectro de respuesta elástica en décimas de segundo.

Se pueden dividir en dos tipos:

- **Espectros de respuesta elástica:** Representan parámetros de respuesta máxima para un determinado sismo y se incluyen varias curvas que consideran diferentes factores de amortiguamiento.

Son utilizados para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de dichos espectros presentan muchas variaciones, con picos y valles, debido a la complejidad de las aceleraciones registradas.

- **Espectros de respuesta inelástica:** Se asume un comportamiento no lineal para el oscilador de un grado de libertad (SDOF), de tal manera que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico debido a la acción del sismo.

Por razones prácticas y económicas la mayoría de las estructuras son diseñadas bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico, por lo que este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismo resistente.

Representan la ductilidad requerida por un terremoto, dado en función del periodo de vibración de la estructura, para diferentes niveles de resistencia.

Los espectros de demanda se generan de acuerdo a las normativas tanto europeas como locales. Adicionalmente para la ciudad de Barcelona se elaboró un estudio de microzonación a partir de las normativas existentes donde se propone un espectro de respuesta para la demanda sísmica más restrictivo que los espectros que proponen las normativas.

4.1.1. Marco normativo europeo. Eurocódigo 8

Los eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas para la ingeniería de carácter voluntario y redactadas por el Comité Europeo de Normalización (CEN), que pretende unificar criterios y normativas en las materias de diseño, cálculo y dimensionado de estructuras y elementos prefabricados para edificación.

Cada país tiene su propio mapa de peligro sísmico, dentro de sus normativas locales, pero el Eurocódigo 8 (Diseño sísmico de estructuras, EN 1998) busca armonizar esto, debido a que en zonas donde convergen dos o más países no se den diferentes aceleraciones de terreno en función de basarse en una normativa local u otra.

1. Identificación de tipos de suelo

El EC8 distingue entre terrenos A,B,C,D y E, en función del perfil estratigráfico y de la velocidad del cortante promedio:

Tabla 1. Tipos de terreno según el EC8

Tipo de terreno	Descripción de perfil estratigráfico	Parámetro $v_{s,30}$ (m/s)
A	Roca o formaciones de roca.	>800
B	Depósitos de arena densa, grava o de arcilla muy dura hasta decenas de metros. Suelos caracterizados por un gradual incremento de las propiedades mecánicas en función de la profundidad.	360 – 800
C	Depósitos profundos de arena densa o un poco densa, gravilla o arcilla dura de diez a varios cientos de metros de profundidad.	180 – 360
D	Depósitos de capas blandas sin cohesión.	<180
E	Perfil de terreno que toman valores v del terreno tipo C o D siendo el espesor entre 5m y 20m. Subyacente por un material más rígido $v_{s,30} > 800$ m/s.	-

Para la mayoría de las aplicaciones del EC8, el peligro sísmico es caracterizado en términos de un parámetro, el valor de aceleración referencia pico para un terreno tipo A, a_{gR} .

2. Representación básica de la acción sísmica

El movimiento sísmico en un punto de la superficie es representado con un espectro de respuesta de aceleración elástica del terreno, en adelante espectro de respuesta elástica.

Espectro de respuesta elástica horizontal

La respuesta elástica $S_e(T)$ se define siguiendo las expresiones:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4)$$

Siendo:

$S_e(T)$ El espectro de respuesta elástica.

T El periodo de vibración de la estructura SDOF.

a_g La aceleración de diseño del terreno de tipo A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

γ_1 El factor de importancia ($\gamma_1 > 1,0$ para estructuras importantes)

T_B Periodo característico que define el inicio de aceleración constante.

T_C Periodo característico que define el inicio de velocidad constante.

T_D Periodo característico que define el inicio de desplazamiento constante.

S El factor del terreno.

η El coeficiente de amortiguamiento ($\eta = 1$ para un 5% de amortiguamiento)

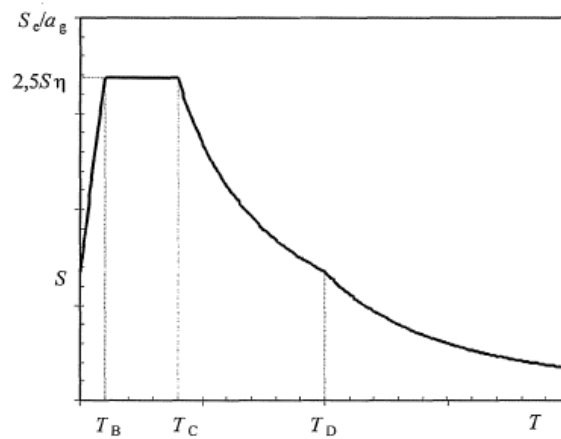


Figura 8. Espectro básico de respuesta elástica para el EC8. (Fuente: Eurocódigo 8)

El Eurocódigo 8 expone dos tipos de espectros disponibles para cada tipo de terreno, el tipo 1 (para terremotos de magnitudes² >5,5) y el tipo 2 (para terremotos de magnitudes ≤5,5), de tal manera que cada país decide cual es el tipo más apropiado.

Para una aceleración máxima del terreno a_{gR} , según la normativa Sismorresistente local (NCSE-02) toma un valor de 0,04g.

Se tabulan los parámetros S , T_B , T_C y T_D para describir cada tipo de espectro.

² Según la escala de magnitudes locales (M_L), o sismológica de Richter, se asigna un número mediante una escala logarítmica arbitraria para cuantificar la energía que libera un terremoto. La sismología mundial usa esta escala para medir fuerzas de sismos de magnitudes entre 2,0 y 6,9 y de 0 a 400km de profundidad. Para magnitudes superiores se emplea la escala sismológica de magnitud de momento (M_W), que coincide y continúa con los parámetros de la escala sismológica de Richter.

Tabla 2. Parámetros para cada terreno según EC8 para espectros tipo 1.

Tipo de terreno	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

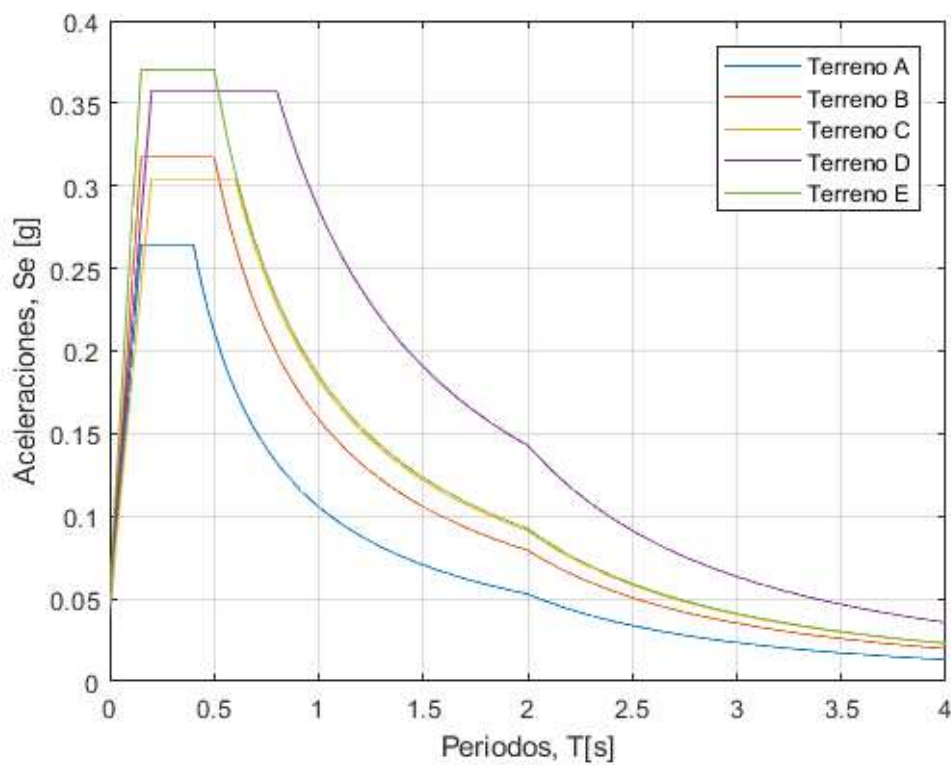
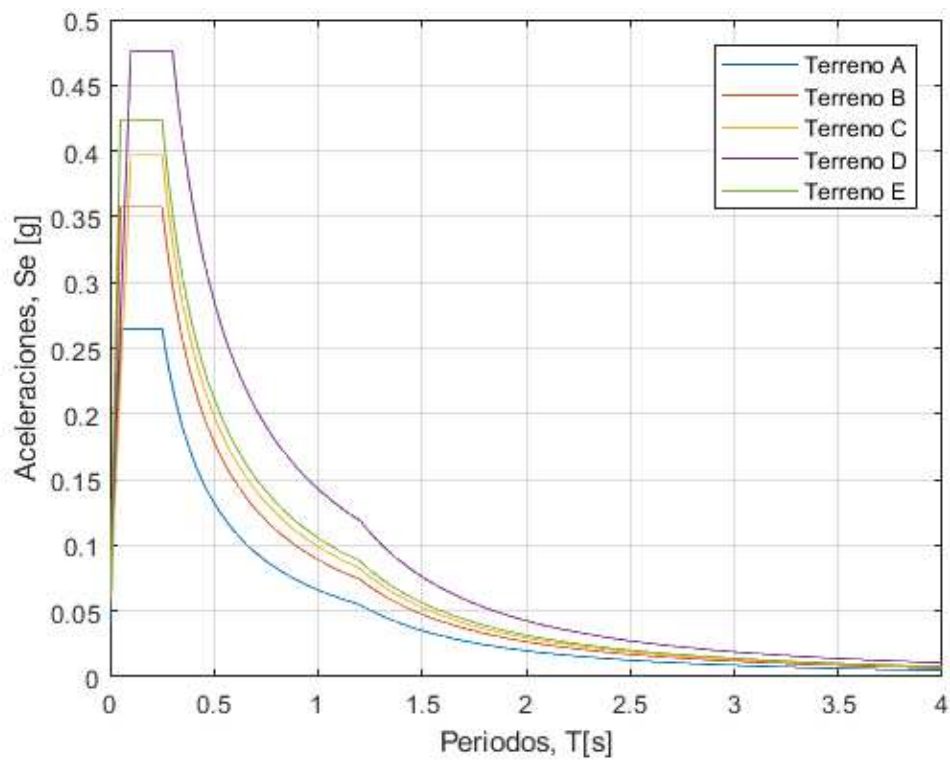
**Figura 9.** Espectros de respuesta elástica (Aceleración – Período) según los parámetros del tipo 1 del Eurocódigo 8. (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3. Parámetros para cada terreno según EC8 para espectros tipo 2.

Tipo de terreno	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,01	0,25	1,2
D	1,8	0,01	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

**Figura 10.** Espectros de respuesta elástica (Aceleración – Período) según los parámetros del tipo 2 del Eurocódigo 8. (Fuente: Elaboración propia)

4.1.2. Marco normativo local. NCSE-02

La Norma de Construcción Sismorresistente (en adelante, NCSE-02) es una normativa que se aplica para todas las estructuras que se construyen, reforman o se conservan dentro del territorio español, consiste en una exposición de criterios y consideraciones en la con el fin de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

El NCSE-02, clasifica las construcciones según la importancia:

1. De importancia moderada

Aquellas estructuras con muy poca probabilidad de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas o daños económicos significativos a terceros.

2. De importancia normal

Aquellas estructuras cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, detener un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3. De importancia especial

Aquellas estructuras cuya destrucción por el terremoto puede detener un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos.

En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos. Formando parte, al menos, las siguientes construcciones:

- Centros sanitarios de cierta importancia e instalaciones básicas de comunicaciones.
- Edificios para organización y coordinación de funciones para casos de desastre.
- Edificios para equipos de ayuda.
- Construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones.
- Estructuras pertenecientes a vías de comunicación, que estén clasificadas de importancia especial.
- Edificios vitales de los medios de transporte.
- Edificios e instalaciones industriales incluidos en el ámbito de aplicación del Real Decreto 1254/1999 .
- Grandes estructuras de ingeniería civil.
- Construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.
- Construcciones destinadas a grandes espectáculos públicos, en las que puede prever una ocupación masiva de personas.

Es obligatoria la aplicación de esta Norma excepto en construcciones consideradas de importancia moderada, o en edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración básica a_b sea inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.



Figura 11. Mapa sísmico (Fuente: NCSE-02, capítulo 2)

En esta norma, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. La Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $V_s > 750$ m/s.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq V_s > 200 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s \geq 200 \text{ m/s}$.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente C.

Tabla 4. Coeficiente C para cada tipo de terreno según el NCSE-02.

Tipos de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo, en el caso que existan varios tipos de terreno en una misma zona, el NCSE-02 expone determinar los espesores de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los primeros 30 metros bajo la superficie.

Se adopta el valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i (en metros) mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} \quad (5)$$

Del Anexo 1 podemos extraer los valores de aceleración sísmica básica a_b y el coeficiente de contribución k para nuestro escenario de estudio, la ciudad de Barcelona (donde se ubica el Eixample y el edificio del que deseamos estudiar su comportamiento sismorresistente).

Municipio	a_b/g	k
BARCELONA	0,04	(1,0)

Figura 12. Extracto de valores de la aceleración sísmica y del coeficiente de contribución para Barcelona.
(Fuente: NCSE-02, Anejo 1)

Espectro de respuesta elástica

El NCSE-02 establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores.

$$\text{Si } T < T_A \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot \frac{T}{T_A} \quad (6)$$

$$\text{Si } T_A \leq T \leq T_B \quad \alpha(T) = 2,5 \quad (7)$$

$$\text{Si } T > T_B \quad \alpha(T) = K \cdot \frac{C}{T} \quad (8)$$

Siendo:

$\alpha(T)$ El valor de aceleración del espectro normalizado de respuesta elástica ($S_a(T)$, $S_e(T)$ en otras normativas)

T Período propio del oscilador en segundos.

K Coeficiente de contribución.

C Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación.

T_A, T_B Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C / 10 \quad (9)$$

$$T_B = K \cdot C / 25 \quad (10)$$

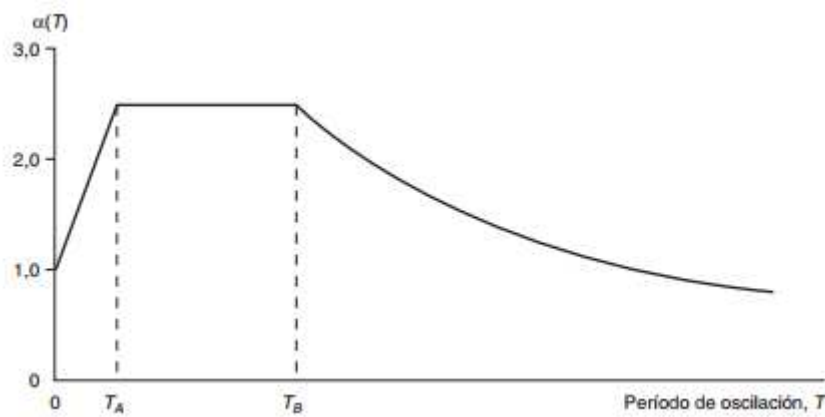


Figura 13. Espectro básico de respuesta elástica para el NCSE-02. (Fuente: NCSE-02)

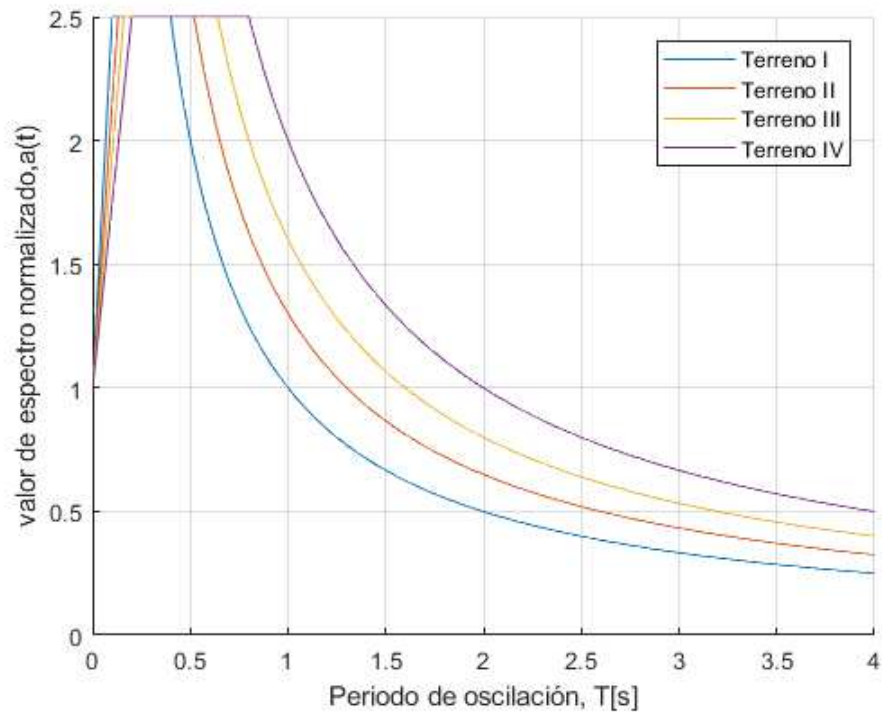


Figura 14. Espectros de respuesta elástica (Aceleración – Período) según el documento NCSE-02 (Fuente: Elaboración propia)

4.1.3. Estudio de microzonación

Se trata de una tesis reciente, presentada por Janira Irizarry (“An Advanced Approach to Seismic Risk Assessment. Application to the Cultural Heritage and the Urban System of Barcelona”, 2004) donde se desarrollan tres aspectos: Una evaluación de la peligrosidad sísmica para Catalunya, y en particular para Barcelona, una evaluación de la vulnerabilidad de los monumentos principales de dicha ciudad y un análisis de la exposición de su sistema urbano.

El peligro sísmico de una región representa la demanda sísmica a la que sus estructuras deben enfrentarse.

Como hemos comentado en otros apartados, la demanda sísmica para un determinado topo de terreno puede definirse mediante diferentes espectros.

Espectro de respuesta

En su tesis, realiza unas modificaciones respecto la función que define el espectro de respuesta elástica del Eurocódigo 8, tal que la expresión queda de la siguiente manera:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_a(T) = pga \cdot \left[1 + \frac{T}{T_C} (B_C - 1) \right] \quad (11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_a(T) = pga \cdot B_C \quad (12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_a(T) = pga \cdot \left(\frac{T_C}{T} \cdot B_C \right) \quad (13)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad S_a(T) = pga \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \cdot B_C \quad (14)$$

Siendo:

$S_a(T)$ La ordenada del espectro de respuesta elástica.

T Período de vibración del SDOF.

pga La aceleración pico del terreno (el documento EC8 lo define como a_{gR}).

B_C Factor definido por $\frac{S_{a \max}}{pga}$.

T_B, T_C Los límites de la recta del espectro que define la aceleración constante.

T_D El inicio del desplazamiento constante en el espectro.

Para cada tipo de terreno, se tabulan los parámetros $a_{gR}, T_B, T_C, T_D, B_C$ en dos tablas.

En una tabla se indican los valores para obtener un espectro determinista (escenario que representa el mayor sismo que es razonable esperar que ocurrirá en la ciudad. Históricamente el mayor sismo corresponde al ocurrido en Cardedeu, situado a 25km de Barcelona, en el 1448).

En la segunda se tabulan los valores para obtener un espectro probabilista (escenario que corresponde al terremoto cuya probabilidad de ocurrencia es del 10% en un periodo de 50 años, o en términos de intervalos de recurrencia, escenario sísmico cuyo periodo de retorno es de 475 años).

Vamos a centrarnos en el escenario **probabilista** ya que las aceleraciones para cada tipo de terreno son más elevadas, y por tanto más restrictivas a la hora de diseñar estructuras que sean capaces de soportarlas. La autora Janira Irizarry considera que los valores para el escenario determinista tiene un mayor porcentaje de error relativo.

Tabla 5. Valores característicos según el tipo de terreno en un escenario probabilista.

	Terreno tipo I	Terreno tipo II	Terreno tipo III	Terreno Roca
a_{gR} (cm/s ²)	183,9	190,1	165,5	98,1
T_B	0,10	0,10	0,10	0,10
T_C	0,37	0,18	0,16	0,25
T_D	0,90	1,36	1,56	1,76
B_C	2,0	2,3	2,5	2,4

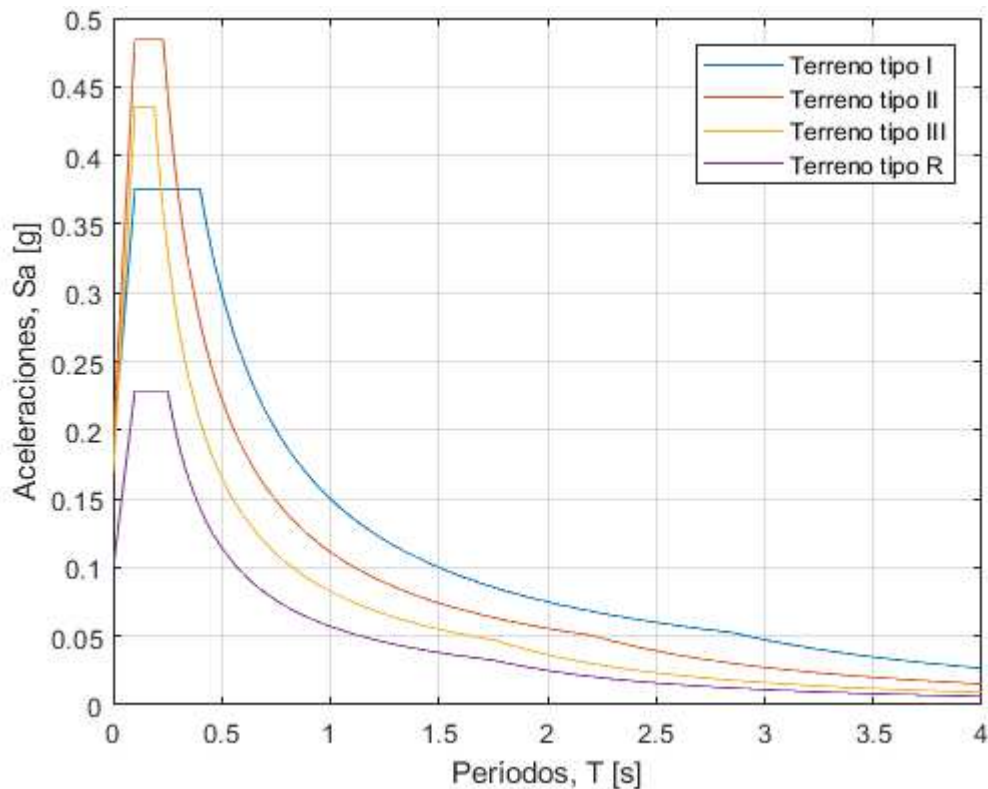


Figura 15. Espectros de respuesta elástica (Aceleración – Período) en escenario probabilista según Irizarry (Fuente: Elaboración propia)

Una vez tenemos los espectros para cada tipo de terreno considerando un espectro de demanda probabilista, podemos ver cuál es el que se adapta mejor a nuestro objetivo de estudio, el distrito del Eixample. Según la figura 16, corresponde a un terreno **tipo II**.

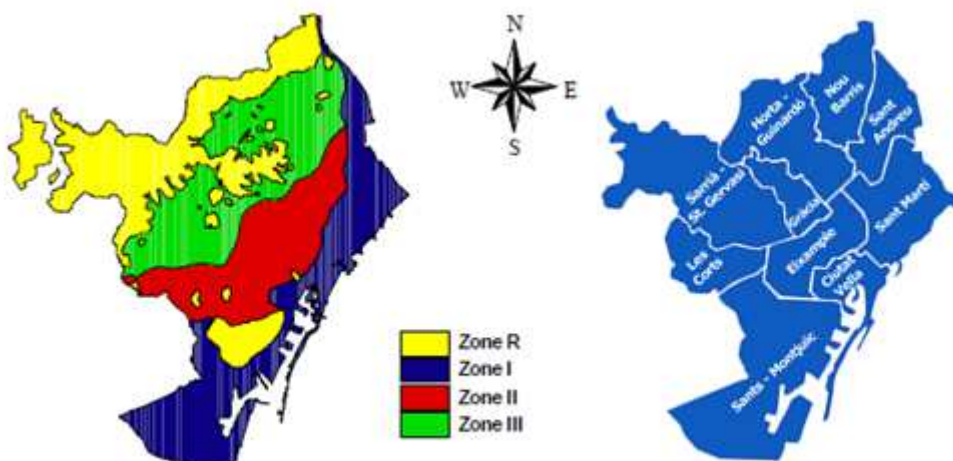


Figura 16. Zonificación para la ciudad de Barcelona. (Cid *et al.*,2001)

4.1.4. Espectros de demanda en formato ADRS

El espectro de demanda es el espectro de respuesta (teniendo en cuenta un 5% amortiguación) expresado en el formato aceleración – desplazamiento.

Este formato, en adelante ADRS, implica que en las ordenadas se encuentran los valores de aceleración espectral S_a y en el eje de abscisas los valores de desplazamiento espectral, S_d , para un periodo T .

Se obtiene mediante la siguiente relación:

$$S_d = S_a \cdot \left[\frac{T^2}{4\pi^2} \right] \quad (15)$$

Siendo:

$$\frac{T^2}{4\pi^2} \quad \text{La constante ADRS.}$$

Los periodos T se representan mediante una recta que cruza el origen del espectro. Si la pendiente de la recta es mayor, el periodo es menor y si la pendiente es menor, el periodo es mayor (adoptando así una relación inversamente proporcional).

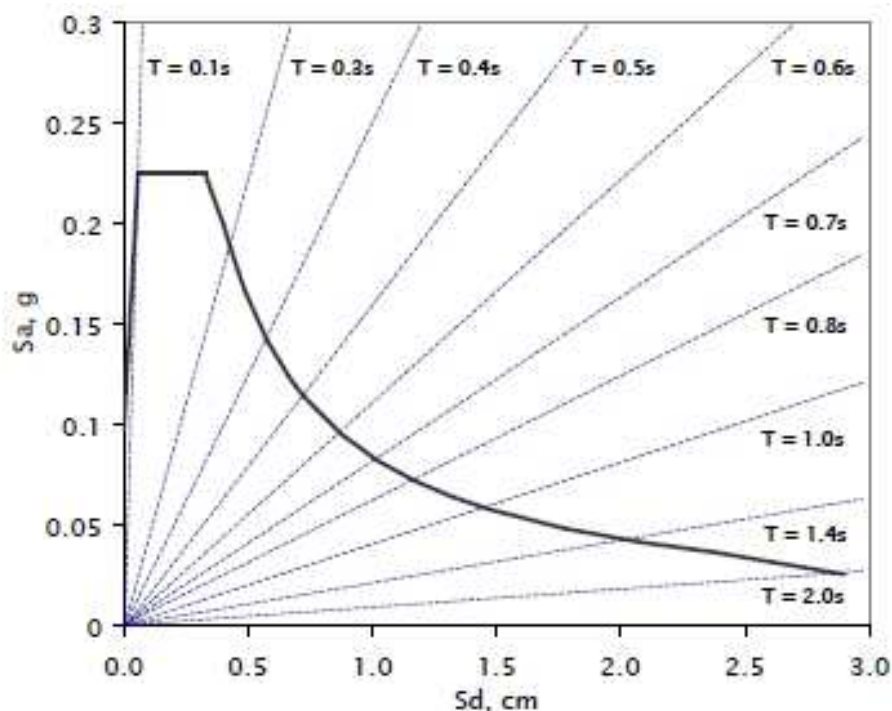


Figura 17. Espectro elástico representación Aceleración – Desplazamiento, formato ADRS. (Fuente: Tesis de Janira Irizarry, 2004)

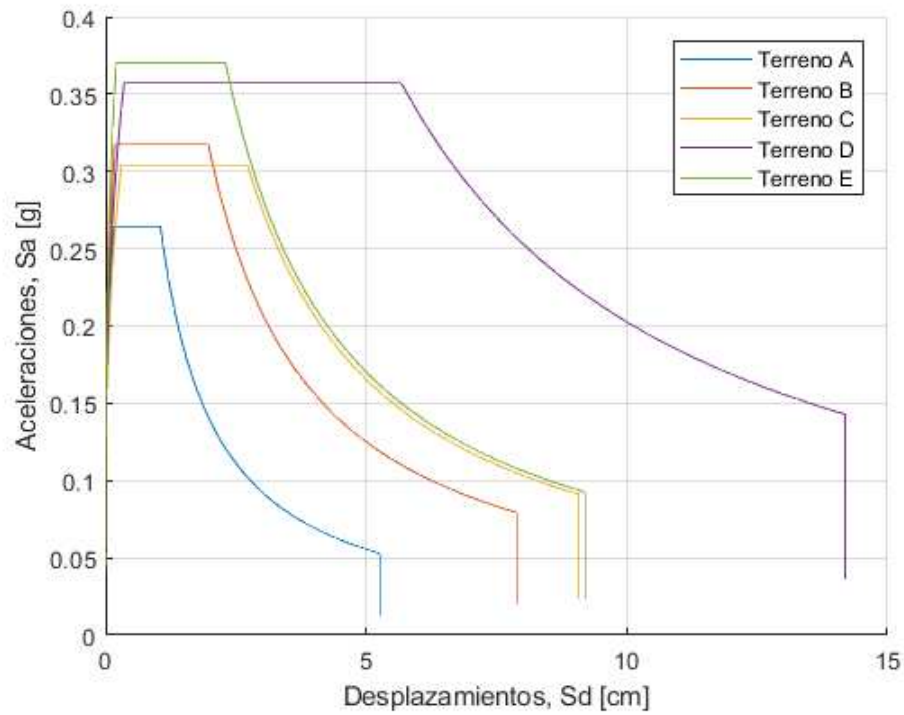


Figura 18. Espectros de demanda (Aceleración – Desplazamiento) según los parámetros del tipo 1 del Eurocódigo 8. (Fuente: Elaboración propia)

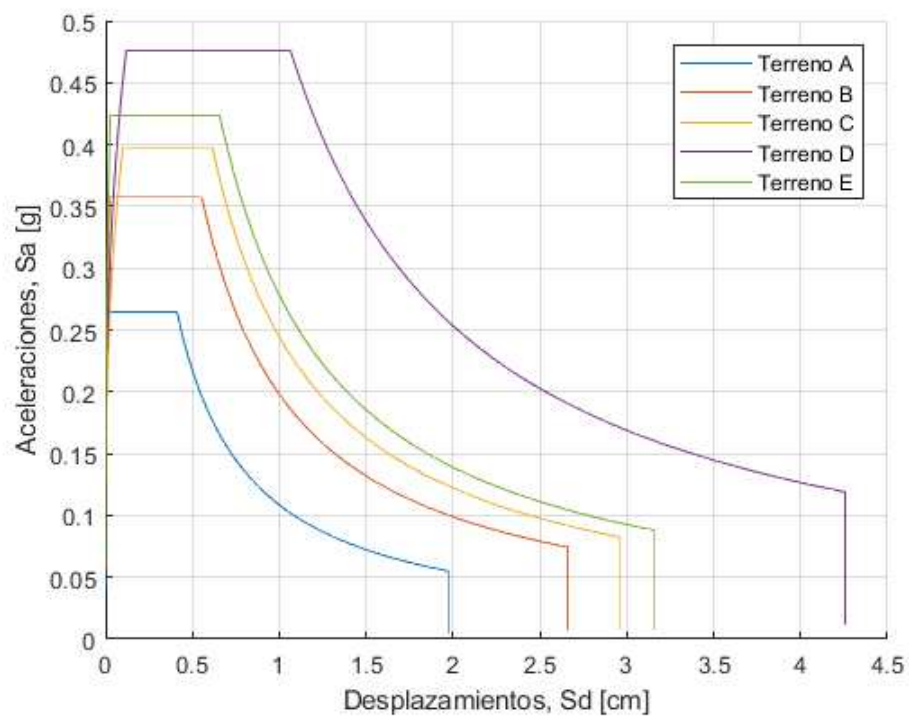


Figura 19. Espectros de demanda (Aceleración – Desplazamiento) según los parámetros del tipo 2 del Eurocódigo 8. (Fuente: Elaboración propia)

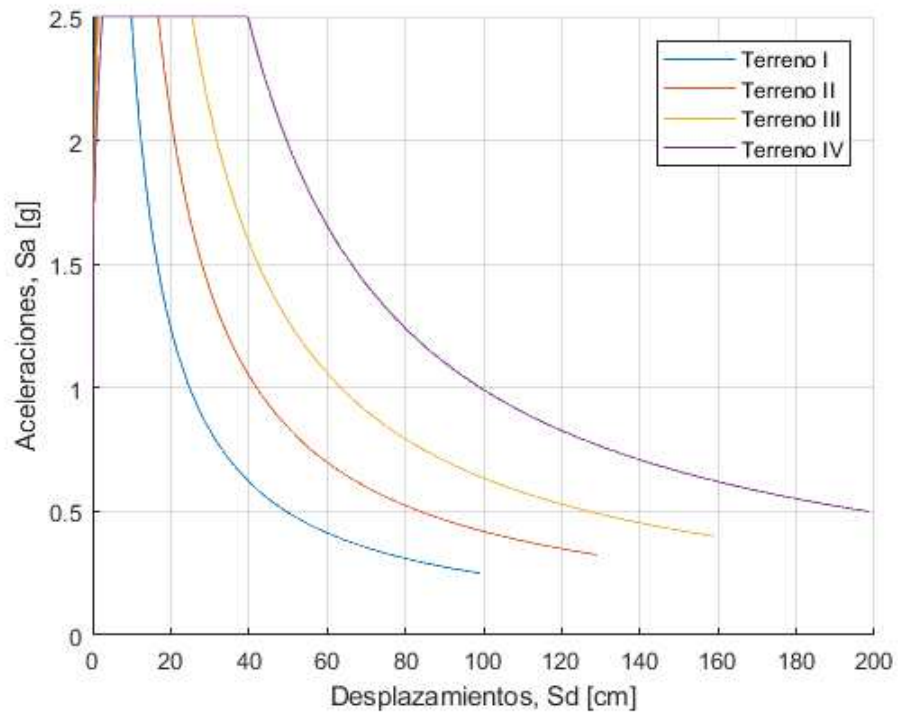


Figura 20. Espectros de demanda (Aceleración – Desplazamiento) según el documento NCSE-02.
(Fuente: Elaboración propia)

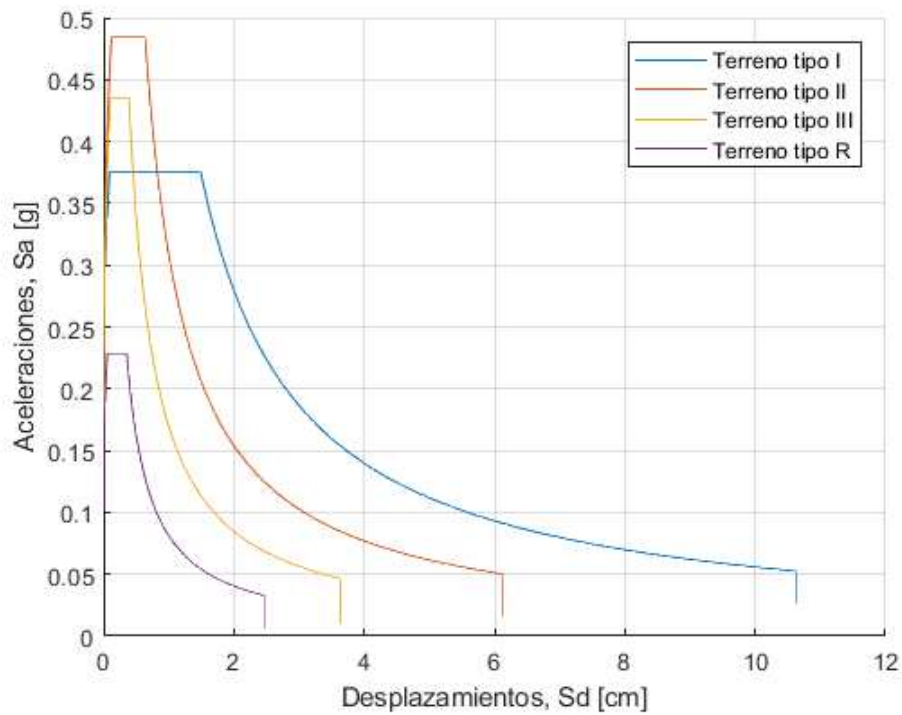


Figura 21. Espectros de demanda (Aceleración – Desplazamiento) en escenario probabilista según Irizarry (Fuente: Elaboración propia)

4.2. Capacidad

La capacidad de una estructura depende de la capacidad de esfuerzos y deformaciones de cada componente estructural, generalmente es construida para representar el primer modo de respuesta de una estructura, basándose en la suposición de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante.

La curva de capacidad, también denominada curva 'pushover' (fuerza – desplazamiento) consistente en someter la estructura a empujes de magnitud incremental en un eje u otro y ver su comportamiento hasta el colapso. Se gráfica como el cortante basal frente al desplazamiento del techo de un nodo de control, se puede obtener mediante programas informáticos como TreMuri, que utilizaremos en apartados posteriores.

Normalmente se trata de una curva muy irregular, con muchos picos y valles, pero siempre se pueden deducir tres comportamientos, una conducta elástica, que posteriormente se vuelve inelástica y finalmente colapsa. Se simplifica mediante una equivalencia bilineal según el método de desempeño utilizado, para que mediante conversiones pueda intersectar con el espectro de demanda reducido y obtener el punto de desempeño de la estructura. En apartados posteriores trataremos los métodos y con profundidad.

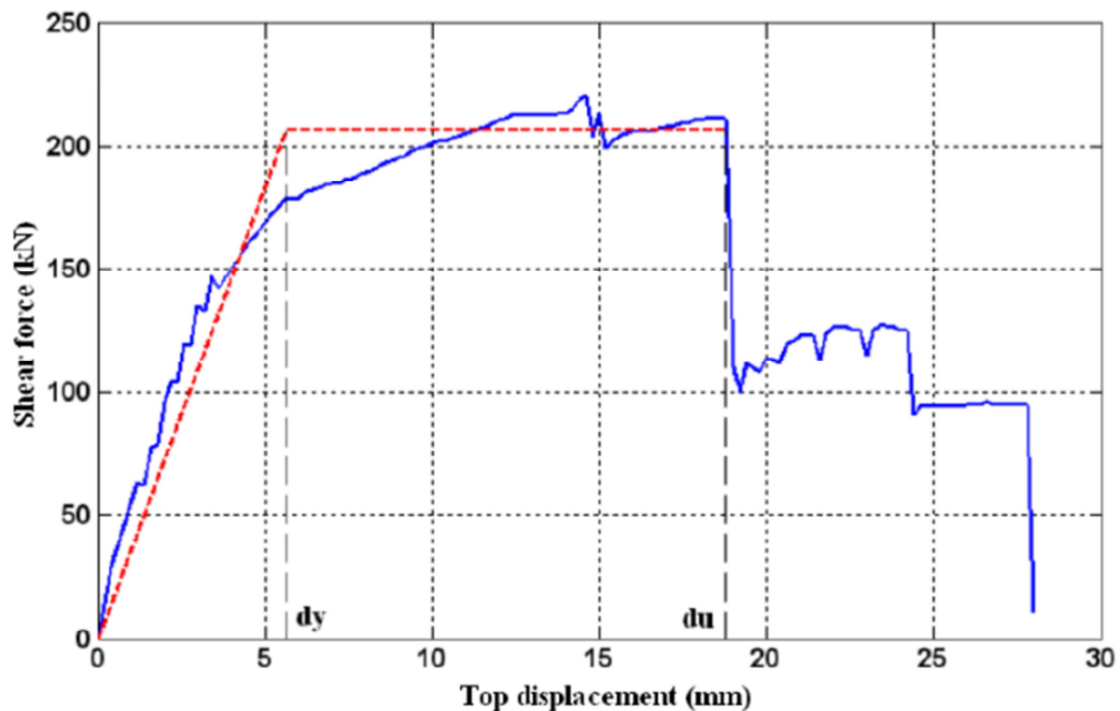


Figura 22. Curva de capacidad (en azul) y equivalencia bilineal (en rojo) de un edificio de mampostería. (Fuente: Gehl, Pierre. *Developing fragility surfaces for more accurate seismic vulnerability assessment of masonry building*, 2011)

4.3. Desempeño

Para evaluar el desempeño de una estructura encontramos diferentes métodos de análisis, los elásticos y los inelásticos.

Los métodos de análisis elásticos nos proporcionan un buen indicador de la capacidad elástica de las estructuras indicando la primera fluencia, pero no predicen mecanismos de falla ni tienen en cuenta la distribución de fuerzas durante la progresiva fluencia.

Por otra parte, los métodos de análisis inelásticos (no lineales) sí que son capaces de identificar los modos de falla y el potencial para un colapso progresivo (asumen un comportamiento plástico, no lineal).

Los elementos claves para los procedimientos de diseño basados en el desempeño son, como hemos comentado en los apartados anteriores, la **demanda** y la **capacidad**.

La demanda es la sollicitación sísmica esperada en un terreno y está representada por los espectros de demanda, que son una condición de diseño, determinados por las normativas locales que recogen la respuesta de aceleración para cada tipo de terreno.

La capacidad de una estructura depende de la capacidad de esfuerzos y deformaciones de cada componente estructural, y su curva representa los diferentes comportamientos hasta el colapso plástico.

Una vez definidas las curvas de demanda del terreno y la curva de capacidad *pushover* de la estructura, se obtiene el desempeño de la misma.

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento esperado de una estructura para una determinada demanda sísmica.

Se puede determinar mediante varios métodos, en especial haremos mención de los siguientes:

- Método del espectro de capacidad (MEC) – *ATC-40*
- Método N2

4.3.1. Método ATC-40

Es el método precursor de los posteriores procedimientos estáticos no lineales de evaluación de edificios mediante el desempeño (capacidad frente a demanda).

Desarrollado por el ATC (*Applied Technology Council*), una organización de investigadores de California sin ánimo de lucro encargada de estudiar los efectos sísmicos en estructuras, y su comportamiento.

El documento ATC-40, publicado en 1996, está especialmente desarrollado para estructuras de hormigón, con lo cual es un método que no tiene cabida en el presente trabajo más allá de su mención, debido a que nuestro objetivo es el estudio del comportamiento sismorresistente de un edificio de mampostería no reforzada típico del Eixample, con lo que recurriremos al método N2, que se elaboró y desarrolló a partir de éste.

Curva de capacidad

A la hora de definir la capacidad de un edificio o estructura, el ATC-40 expone que no es posible definirla mediante una única curva *pushover*, sino con múltiples curvas para poder modelar la degradación de resistencia que se lleva a cabo.

Eso es debido a que se somete el edificio a cargas incrementales hasta que no puede seguir resistiendo la fuerza porque la resistencia se ha degradado significativamente y entonces la rigidez de un elemento o grupo de elementos estructurales es reducida o eliminada, por lo que una nueva curva de capacidad es creada, y se crean tantas como sea necesario hasta definir de forma adecuada la pérdida de rigidez de dicha estructura.

La curva de capacidad final se traza siguiendo la primera curva y se hace la transición a la segunda curva manteniendo el mismo desplazamiento, y así sucesivamente dando lugar a una curva con la forma de diente de sierra.

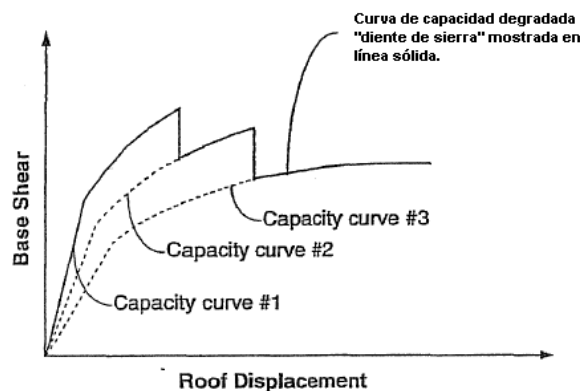


Figura 23. Ejemplo curva de capacidad degradada mediante el método ATC-40. (Fuente: ATC-40, 1996)

Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Es necesario convertir la curva de capacidad (definida en cortante basal frente a desplazamiento del techo) al espectro de capacidad (aceleración frente a desplazamiento, formato ADRS) de tal forma que se pueda sobreponer al espectro de demanda S_a vs S_d .

Construcción de una representación bilineal del espectro de capacidad

Se requiere representar en formato bilineal el espectro de capacidad obtenido para que intersecte con el espectro de demanda reducido y encontrar el punto de desempeño.

El proceso para esta construcción bilineal es el siguiente, se toma la primera línea recta con la misma pendiente que representa el comportamiento inicial elástico del espectro de capacidad.

La segunda línea recta se traza asignando por el ingeniero un punto del espectro de capacidad (normalmente se empieza por el punto más alto) y se traza con la pendiente tal que el área que haya debajo de la línea bilineal sea el mismo que el de debajo del espectro de capacidad

Una vez tenemos la bilineal equivalente podemos distinguir dos puntos críticos, uno es el S_d fluencia (*yielding*, desplazamiento correspondiente al límite elástico, el punto donde convergen las líneas rectas) y el otro el S_d último (*ultimate*, desplazamiento máximo, el punto donde termina la segunda recta).

Determinación del punto de desempeño

Se decide si la representación bilineal es válida para determinar el punto de desempeño de la estructura si el S_d *ultimate* intersecta el espectro reducido de demanda y se encuentra en un $\pm 5\%$ de desplazamiento espectral respecto la intersección.

Si no cumple esos requisitos tendrá que buscarse otra bilineal equivalente mediante otro punto del espectro de capacidad, y así de forma iterativa hasta encontrar la correcta.

Es un método que ha sido criticado, en parte, por el juego de iteraciones que requiere y el tiempo que supone calcular el desempeño.

4.3.2. Método N2

Método no lineal principalmente desarrollado por Peter Fajfar en el año 2000.

La diferencia con el método del espectro de capacidad (*ATC-40*) es el espectro de demanda usado para la estimación del desplazamiento objetivo.

También permite calcular el desempeño de estructuras y edificios de mampostería no reforzada, por tanto es el método que utilizaremos para calcular el desempeño del edificio típico del Eixample que queremos estudiar.

El autor presenta el método N2 en una serie de pasos básicos que puntualizaremos a continuación para la comprensión de éste.

Paso 1: Datos

Se emplea un modelo plano de múltiples grados de libertad (en adelante MDOF), con relaciones no lineales de fuerza-deformación para los diferentes elementos estructurales.

Paso 2: Demanda sísmica en formato ADRS (Aceleración – Desplazamiento)

Se determina el espectro de respuesta inelástica de la demanda en formato aceleración frente a periodo (teniendo en cuenta el coeficiente de amortiguamiento) y se aplica la conversión para representarlo en formato ADRS (aceleración frente a desplazamiento). Para un sistema elástico de un grado de libertad (en adelante SDOF) se aplica la relación (16).

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} \quad (16)$$

Donde S_{ae} y S_{de} son los valores de aceleración y desplazamientos elásticos correspondientes al periodo T y al determinado amortiguamiento.

Para un sistema SDOF inelástico con una relación de bilinealidad de fuerza – deformación, los espectros pueden determinarse con las siguientes ecuaciones.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (17)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \quad (18)$$

Siendo:

S_a La aceleración espectral.

S_d El desplazamiento espectral.

μ Factor de ductilidad (ratio entre el desplazamiento máximo o S_d *ultimate* y el desplazamiento correspondiente al límite elástico o S_d *yielding*).

R_μ El factor de reducción debido a la ductilidad.

El factor de reducción se obtiene mediante la ecuación (19) y (20).

$$T < T_c: \quad R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad (19)$$

$$T \geq T_c: \quad R_\mu = \mu \quad (20)$$

Donde T_c es el periodo característico del terreno, donde se pasa del tramo del espectro de aceleración constante al tramo de velocidad constante.

Con estas ecuaciones puede obtenerse el espectro de demanda para diferentes valores de ductilidad.

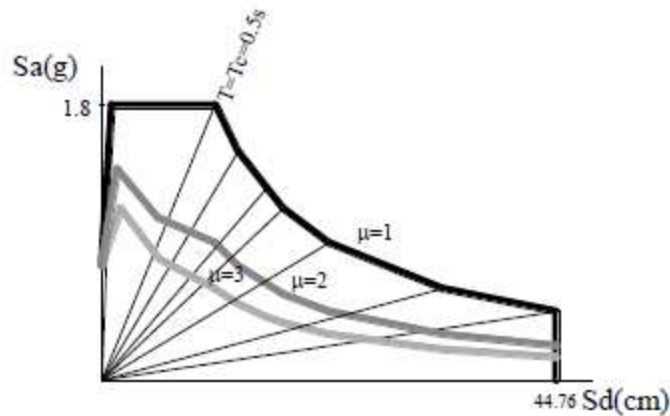


Figura 24. Ejemplo de reducción del espectro de demanda según la ductilidad. (Fuente: Fajfar, Peter. A *Nonlinear analysis Method for Performance Based Seismic Design*, 2000)

En periodos largos el desplazamiento espectral se vuelve constante. Dependiendo de las características del sismo y del terreno, el rango del espectro puede empezar en diferentes periodos, el Eurocódigo 8 establece el límite en 4 segundos.

Paso 3: Análisis pushover

Se obtiene una relación no lineal de fuerza-desplazamiento para el sistema MDOF donde se representa la capacidad de la estructura. En el método N2, el vector de cargas laterales se determina como:

$$\mathbf{P} = p \boldsymbol{\psi} = p \mathbf{M} \boldsymbol{\phi} \quad (21)$$

Siendo:

- \mathbf{P} El vector de cargas laterales.
- \mathbf{M} La matriz diagonal de masas.
- p La magnitud de las cargas laterales.
- $\boldsymbol{\psi}$ La distribución de las cargas laterales.
- $\boldsymbol{\phi}$ La forma del desplazamiento asumido.

Así pues, la distribución de cargas laterales se asume a partir de la forma del desplazamiento.

La fuerza lateral en el nivel i es proporcional al componente ϕ_i de la forma asumida ϕ , ponderado por la masa m_i .

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \phi_i \quad (22)$$

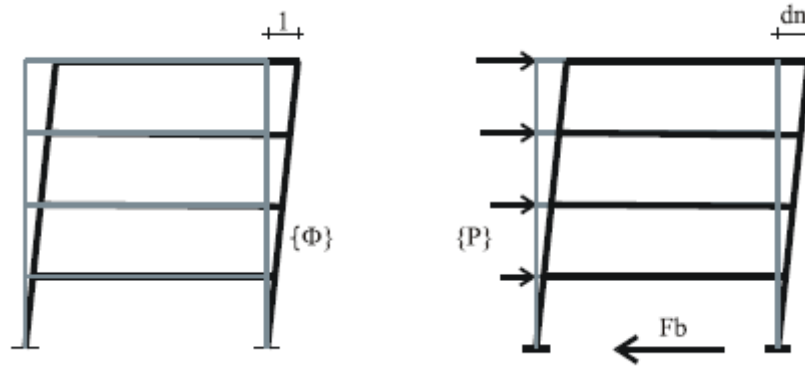


Figura 25. Representación del *pushover* (Fuente: Fajfar, Peter. *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*, 1996)

Mediante estas ecuaciones, la transformación del sistema MDOF al sistema SDOF y viceversa es directa.

Paso 4: Sistema SDOF equivalente y diagrama de capacidad

Se convierten las características del modelo MDOF en el sistema equivalente SDOF mediante las siguientes relaciones: la ecuación de movimiento del modelo de un sistema plano MDOF (23), la ecuación del vector desplazamientos (24) y las relaciones (25), (26) y (27) para obtener las equivalencias.

$$M\ddot{U} + R = M1_a \quad (23)$$

Siendo:

- \ddot{U} El vector que representa los desplazamientos.
- R El vector que representa las fuerzas internas.
- 1 El vector unidad.
- a La aceleración del suelo en función del tiempo.

La amortiguación no está incluida, su influencia afecta al espectro de diseño. Se asume que el desplazamiento no varía durante el sismo.

$$\ddot{U} = \phi \cdot D_t \quad (24)$$

Siendo D_t el desplazamiento en el punto más alto de la estructura que varía con el tiempo. El vector forma ϕ se normaliza de forma que el valor del nodo superior es 1. Las fuerzas internas R son iguales que las cargas externas aplicadas estáticamente P .

$$P = R \quad (25)$$

Mediante operaciones con las ecuaciones anteriores, podemos obtener el desplazamiento y las fuerzas equivalentes del sistema SDOF.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (26)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (27)$$

Siendo:

D_t El desplazamiento en el punto superior del sistema MDOF.

D^* El desplazamiento equivalente del sistema SDOF.

F^* La fuerza equivalente del sistema SDOF.

V La cortante en la base del sistema MDOF.

Γ La constante de la transformación o factor de participación modal.

El factor de participación modal se define en la ecuación (28).

$$\Gamma = \frac{\phi^T M 1}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (28)$$

Siendo:

m^* La masa equivalente en el sistema SDOF.



Figura 26. Representación de un sistema SDOF. (Fuente: Fajfar, Peter. *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*, 1996)

El mismo factor de participación nodal se aplica a fuerzas y a desplazamientos, por lo que la relación fuerza – desplazamiento del sistema MDOF se aplica al sistema SDOF.

El procedimiento gráfico simplificado de este método requiere que la rigidez post-elástica sea cero. El periodo elástico T^* del sistema idealizado bilineal se determina según la ecuación (29).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (29)$$

Siendo:

T^* El periodo elástico del sistema idealizado bilineal.

F_y^* La fuerza de plastificación del sistema idealizado bilineal.

D_y^* El desplazamiento de plastificación del sistema idealizado bilineal.

Finalmente, el diagrama de capacidad en formato aceleración – desplazamiento se obtiene dividiendo las fuerzas del diagrama fuerza – deformación por la masa equivalente, según la ecuación (14).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (30)$$

Paso 5: Demanda para el sistema SDOF equivalente

La curva para una determinada demanda se representará junto a la curva de capacidad en el mismo espectro.

La intersección define la aceleración requerida para un comportamiento elástico y su respectiva demanda de desplazamiento (punto de desempeño). La aceleración de plastificación S_{ay} representa la aceleración demandada y la capacidad del sistema inelástico.

Posteriormente la curva de demanda quedará se somete a una reducción, graficando así la demanda inelástica.

El factor de reducción R_μ , puede determinarse como la relación entre las aceleraciones del sistema elástico e inelástico (31).

$$R_\mu = \frac{S_{ac}(T^*)}{S_{ay}} \quad (31)$$

Siendo T^* el periodo elástico.

Cuando T^* es mayor o igual que T_c , deduciendo de las ecuaciones (18), (19) y (20), la demanda de desplazamiento inelástica es igual a la demanda de desplazamiento elástica (32).

$$T^* \geq T_c : S_d = S_{de}(T^*) \quad (32)$$

Si el periodo elástico del sistema es menor que T_c , deduciendo a partir de las relaciones (19) y (20), la demanda de ductilidad puede calcularse mediante la siguiente expresión.

$$T^* < T_c : \quad \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad (33)$$

Finalmente, la demanda de desplazamiento puede derivarse de la definición de ductilidad.

$$S_d = \mu \cdot D_y^* = \frac{S_{de}}{R_y} (1 + (R_y - 1) \frac{T_c}{T^*}) \quad (34)$$

La demanda inelástica corresponde con la intersección del diagrama de capacidad con el espectro de demanda correspondiente a la ductilidad μ , denominado espectro reducido de demanda.

En este punto, el factor de ductilidad determinado para el diagrama de capacidad y el asociado con el espectro de demanda deben ser iguales.

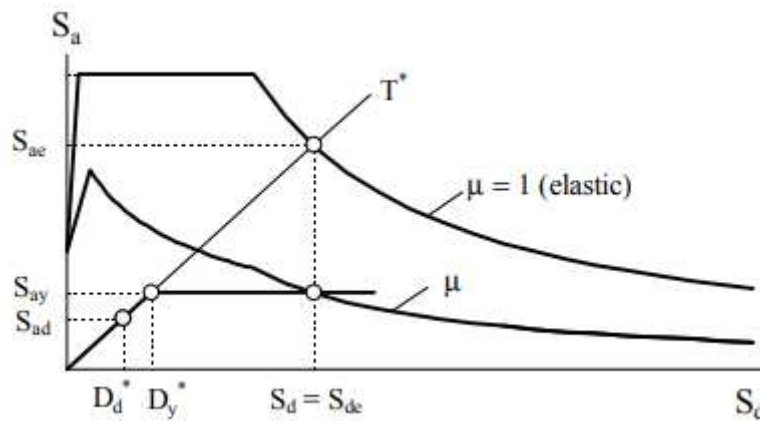


Figura 27. Espectros de demanda elástico e inelástico frente al espectro de capacidad. (Fuente: Fajfar, Peter. *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*, 1996)

Paso 6 y 7: Demanda sísmica local y global para el modelo MDOF

La demanda sísmica local se determina a partir de las normativas utilizadas. Asumiendo que la distribución de deformaciones en la estructura durante este análisis corresponde a la que se hubiese obtenido con análisis dinámicos.

Conviene investigar el desempeño de la estructura para valores superiores del desplazamiento objetivo, las normativas recomiendan continuar con el análisis para al menos el 150% del desplazamiento objetivo.

Paso 8: Evaluación del desempeño, análisis de daños

El desempeño puede evaluarse comparando las demandas sísmicas con las capacidades obtenidas de una determinada estructura.

4.4. Fragilidad

Los niveles de desempeño de los edificios de mampostería no reforzada del Eixample, y los límites de los estados de daño, se definen en función de los parámetros de la representación bilineal del espectro de capacidad de la estructura, el desplazamiento de fluencia o $S_d \text{ yielding}$ (D_y) y el desplazamiento de la capacidad máxima o $S_d \text{ ultimate}$ (D_u).

La tabla 6 muestra las expresiones propuestas por *Lagomarsino y Penna (2003)* para definir los intervalos de variación del desplazamiento espectral para cinco estados de daño que consideran (Sin daño, daño leve, daño moderado, daño extensivo y daño completo).

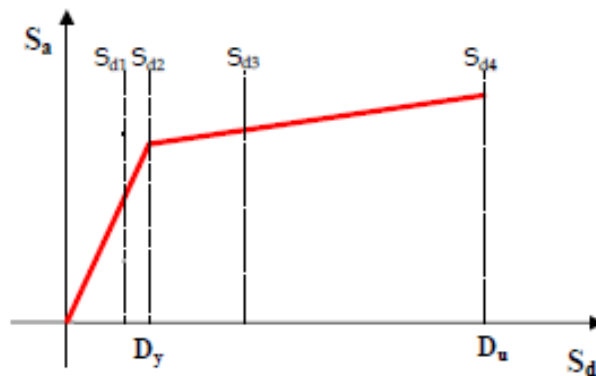


Figura 28. Desplazamientos espectrales para el espectro de capacidad bilineal (Fuente: Moreno González, Luís Rafael. Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típicos de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE, 2012)

Tabla 6. Estados de daño en función de desplazamientos espectrales.

Grado de daño	Estado de daño	Intervalo de desplazamientos espectrales	
0	Sin daño	$S_d < 0,7 \cdot D_y$	$S_d < S_{d1}$
1	Daño leve	$0,7 \cdot D_y \leq S_d < D_y$	$S_{d1} \leq S_d < S_{d2}$
2	Daño moderado	$D_y \leq S_d < D_y + 0,25 \cdot (D_u - D_y)$	$S_{d2} \leq S_d < S_{d3}$
3	Daño extensivo	$D_y + 0,25 \cdot (D_u - D_y) \leq S_d < D_u$	$S_{d3} \leq S_d < S_{d4}$
4	Daño completo	$S_d \leq D_u$	$S_{d4} \leq S_d$

Se puede determinar la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado estado de daño a partir de un desplazamiento espectral, mediante las curvas de fragilidad.

Esta probabilidad sigue una distribución lognormal y se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$P \left[ED \geq \frac{ED_i}{S_d} \right] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ED_i}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ED_i}} \right) \right] \quad (35)$$

Siendo:

\bar{s}_{d,ED_i} El valor medio del desplazamiento espectral en el cual se alcanza el estado de daño ED_i .

β_{ED_i} Desviación estándar del logaritmo natural de este desplazamiento espectral.

Φ Función de distribución normal estándar acumulada.

El subíndice i representa los estados discretos de daño: daño leve ($i = 1$), daño moderado ($i = 2$), daño severo ($i = 3$) y colapso ($i = 4$). Así mismo existe un estado de daño nulo ($i = 0$).

Para calcular las probabilidades mediante la función de distribución Φ , tienen que definirse \bar{s}_{d,ED_i} y β_{ED_i} para cada estado de daño.

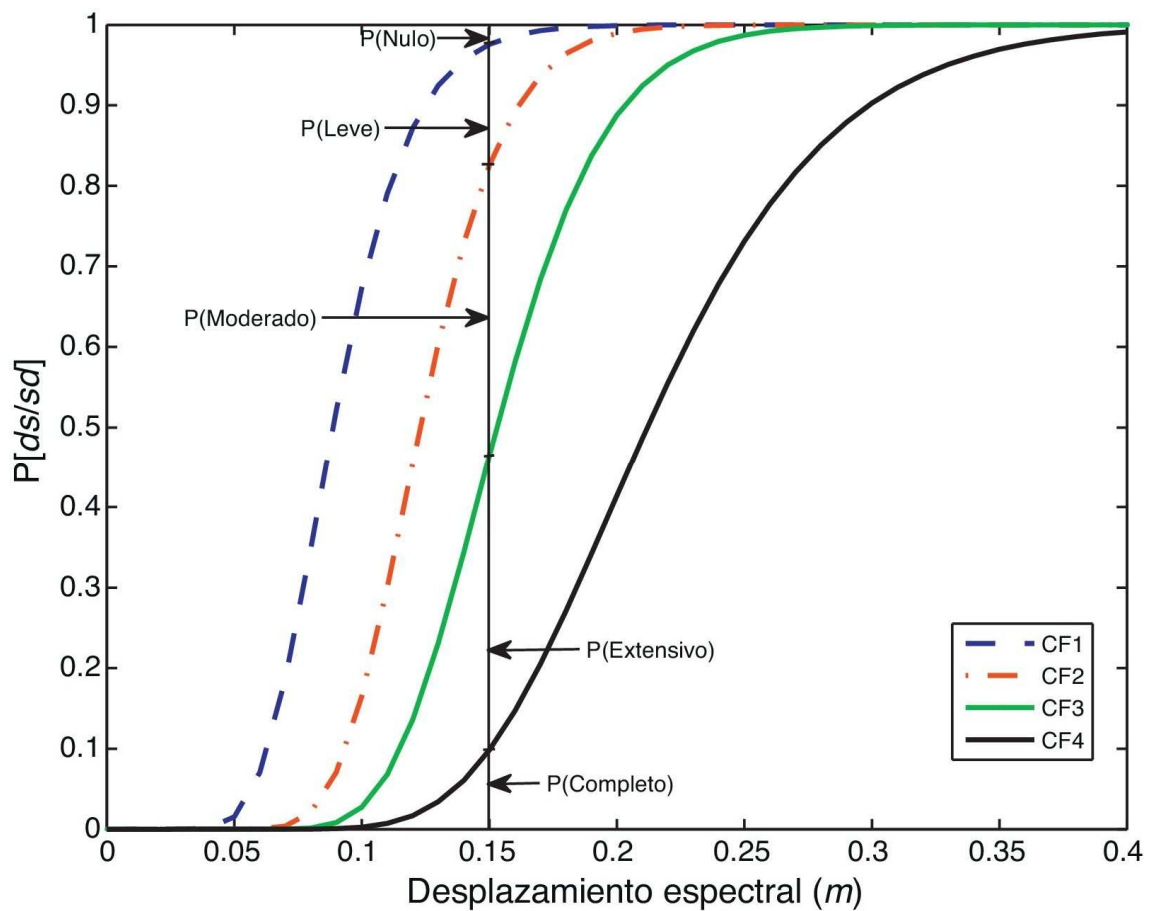


Figura 29. Ejemplo de curvas de fragilidad. Probabilidades acumuladas de estados de daño para un desplazamiento espectral de 15cm. (Fuente: Vargas, Y.F. *et al.*, Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado, 2013)

5. Edificios característicos

5.1. Caso de estudio

El edificio Mun159 ha sido el propuesto para el estudio y análisis del desempeño.

Ubicado cerca del centro de Barcelona es un edificio de mampostería no reforzada típico del Eixample de 7 plantas construido en 1930 según el Catastro.

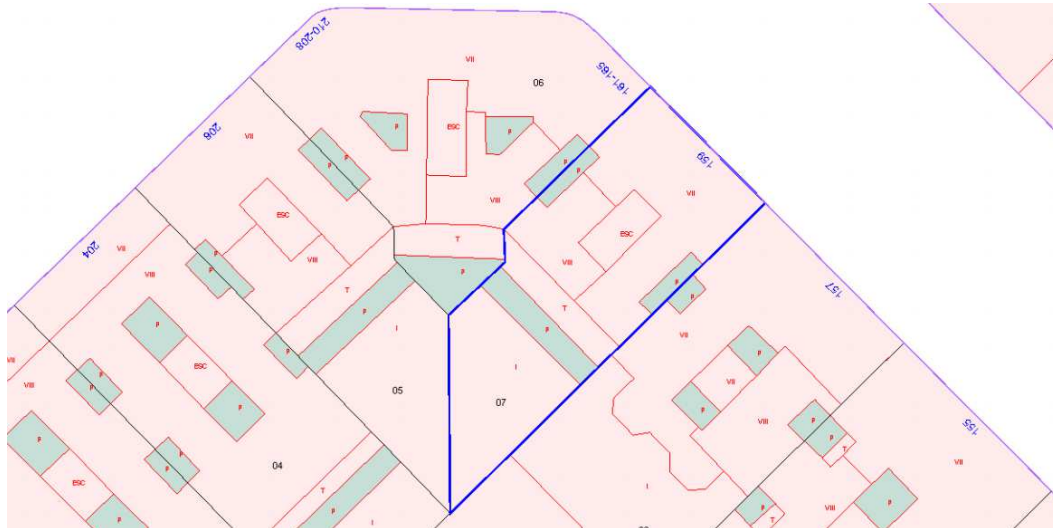


Figura 30. Subparcela donde está ubicado el edificio de referencia. (Fuente: Sede electrónica del Catastro)

El contorno azul corresponde a la subparcela, dentro de ésta, la parte que corresponde al edificio de viviendas la delimita la línea roja (excluyendo el patio y el balcón techado o tribuna), dando lugar a un perímetro prácticamente cuadrado.

Podemos ver como en la parte central hay un recinto reservado para el rellano (escalera y ascensor) y en los límites hay patios interiores. Hay doce viviendas divididas en dos por planta.

La planta baja está reservada para actividades comerciales, por lo que hasta la planta primera hay una altura de techo mucho mayor que en los pisos de viviendas, consiguiéndolo mediante pilares en lugar de muros de carga para que esta planta goce de gran amplitud.

El resto de pisos, debido a la ausencia de muros de carga en la base, son denominados como pisos blandos, muy común en los edificios del Eixample, como se explicó en el capítulo de Introducción histórica del Eixample y sus características estructurales.



Figura 31. Fotografía de la fachada. (Fuente: Google Maps)

Mediante los siguientes planos estructurales del edificio Mun159 podremos realizar los correspondientes análisis en el apartado siguiente.

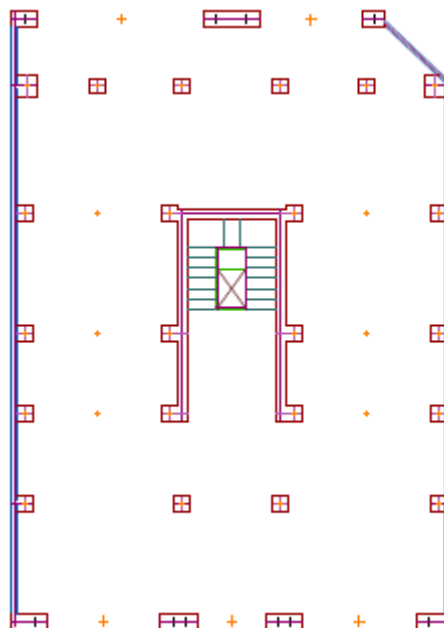


Figura 32. Plano de la planta baja del edificio.

Dados los planos arquitectónicos originalmente obtenidos en formato CAD, hemos podido medir mediante AutoCAD todos los muros, pilares y alturas para obtener medidas exactas.

Hemos visto que cumple con lo expuesto en el apartado 3.3, es decir comparte el sistema resistente con el resto de edificios de viviendas de mampostería no reforzada típicos del Eixample (los edificios construidos entre 1860 y 1940), los muros son de ladrillo con espesores de 45cm en la fachada de la planta baja y 30cm para el resto plantas, 15cm en el resto de muros portantes, y 10 cm para tabiques o muros sin funciones estructurales.

Los pilares son de 45x45 cm.

Las alturas de las diferentes plantas y espesores de los forjados varían en función del piso, los tabulamos en la siguiente tabla en función de las distancias obtenidas de la figura 23.

Tabla 7. Alturas y espesores.

Plantas	Niveles	Altura (m)	Espesor del techo (cm)
Planta Baja	Nivel 1	5,0	20,0
Planta 1	Nivel 2	3,0	20,0
Planta 2	Nivel 3	3,0	20,0
Planta 3	Nivel 4	3,0	20,0
Planta 4	Nivel 5	3,0	20,0
Planta 5	Nivel 6	3,0	20,0
Planta 6	Nivel 7	2,8	20,0

6. Cálculos y resultados

6.1. Modelado

Mediante TreMuri hemos realizado el modelado tridimensional del edificio de referencia MUN159 teniendo en cuenta todos los elementos estructurales.

Compuesto por una planta baja y seis plantas tipo.

6.1.1. Planta baja

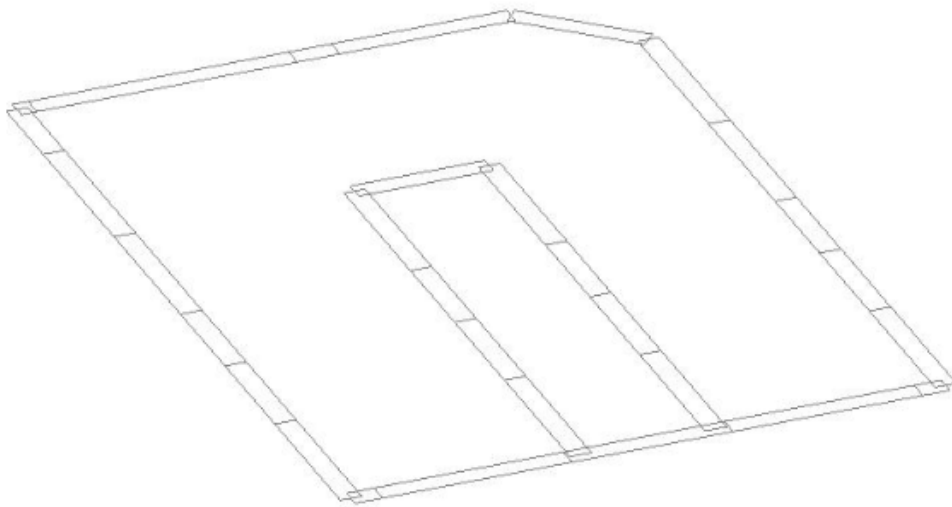


Figura 35. Modelado de la base. (Fuente: Elaboración propia)

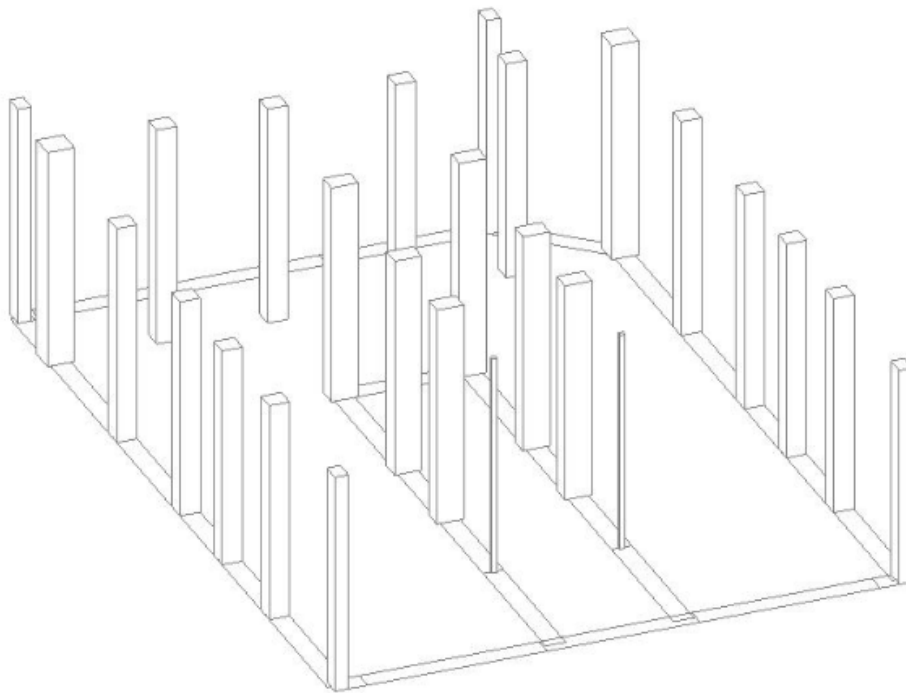


Figura 36. Modelado de pilares.(Fuente: Elaboración propia)

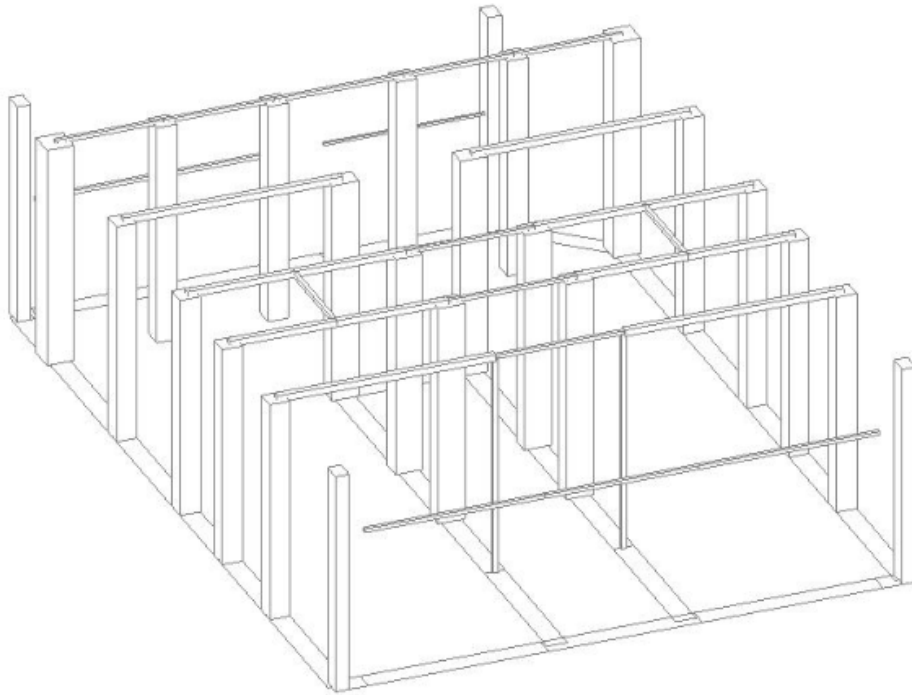


Figura 37. Modelado de vigas. (Fuente: Elaboración propia)

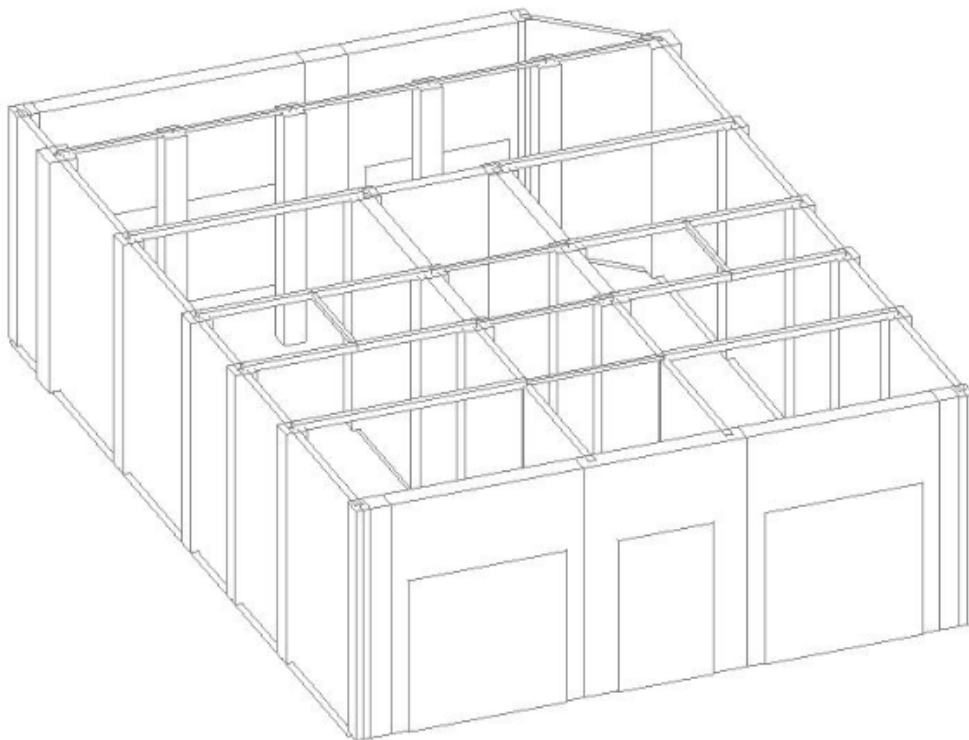


Figura 38. Modelado de cerramientos. (Fuente: Elaboración propia)

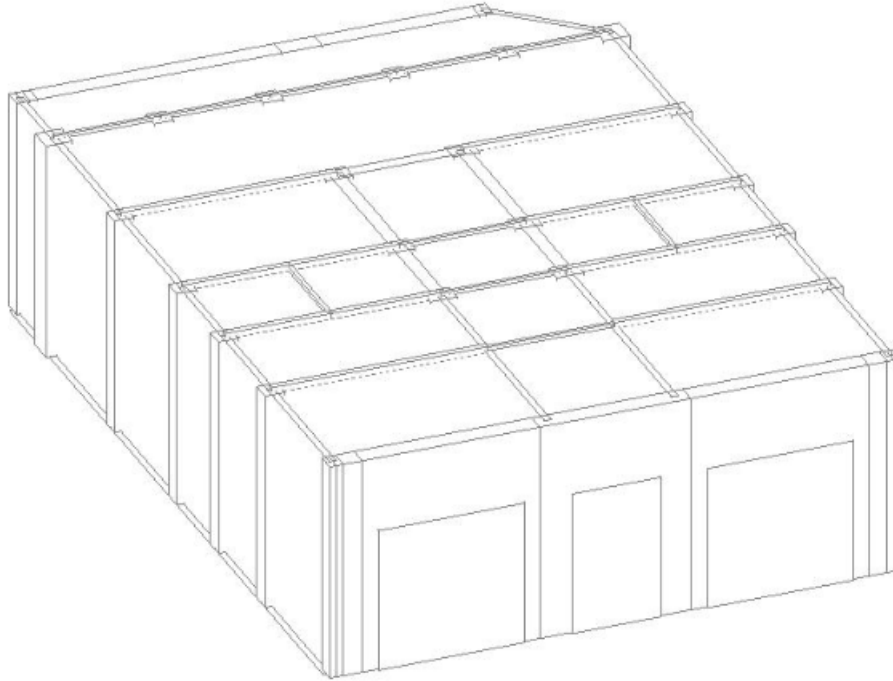


Figura 39. Modelado del techo. (Fuente: Elaboración propia)

6.1.2. Planta tipo

Las seis plantas son iguales a excepción de la última, donde la altura entre forjados es de 2,8 metros por lo que se reduce ligeramente para ese nivel en particular la altura de elementos como pilares y paredes.

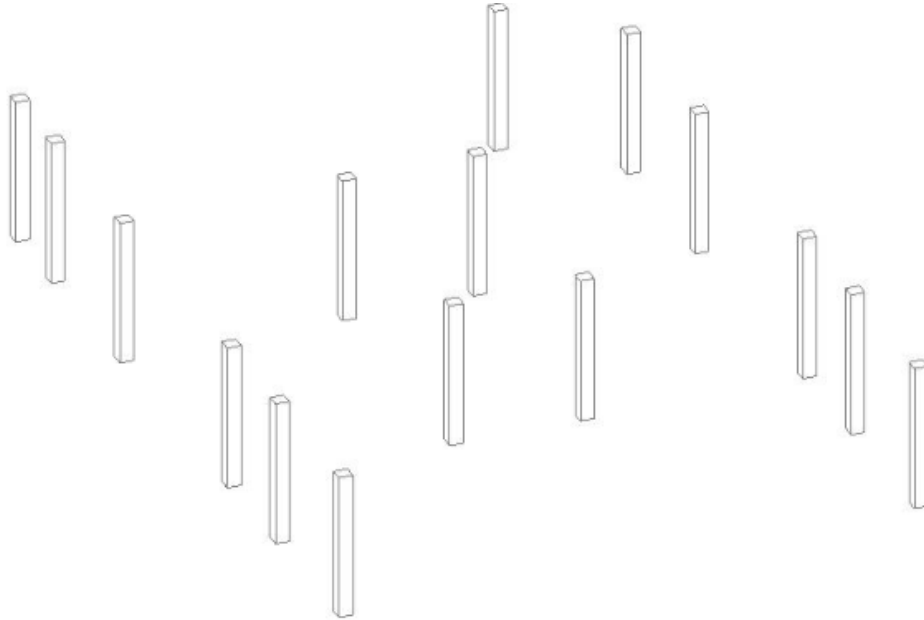


Figura 40. Modelado de pilares. (Fuente: Elaboración propia)

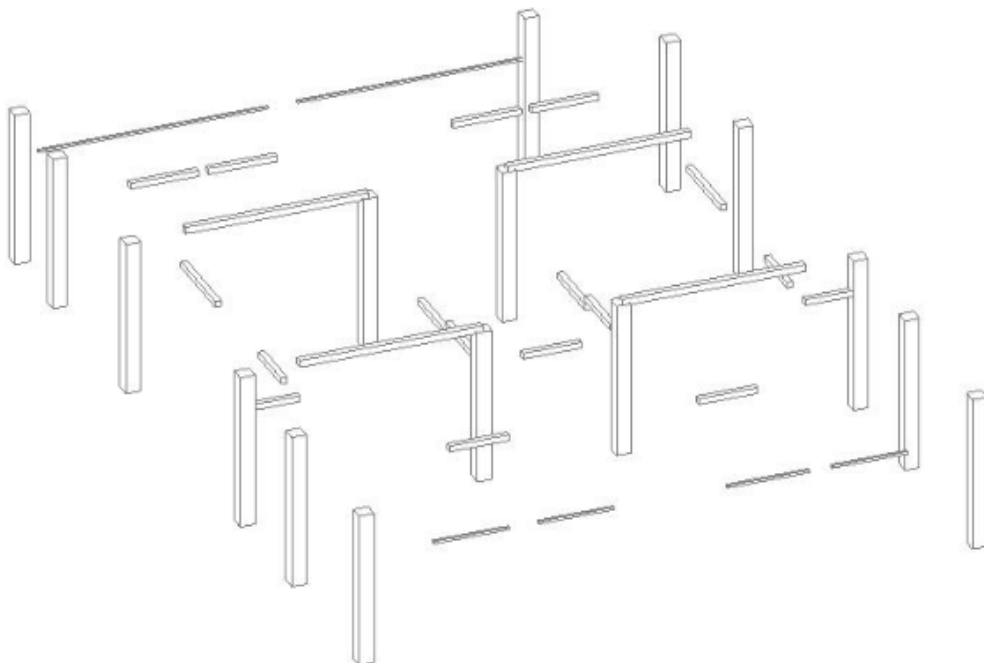


Figura 41. Modelado de vigas. (Fuente: Elaboración propia)

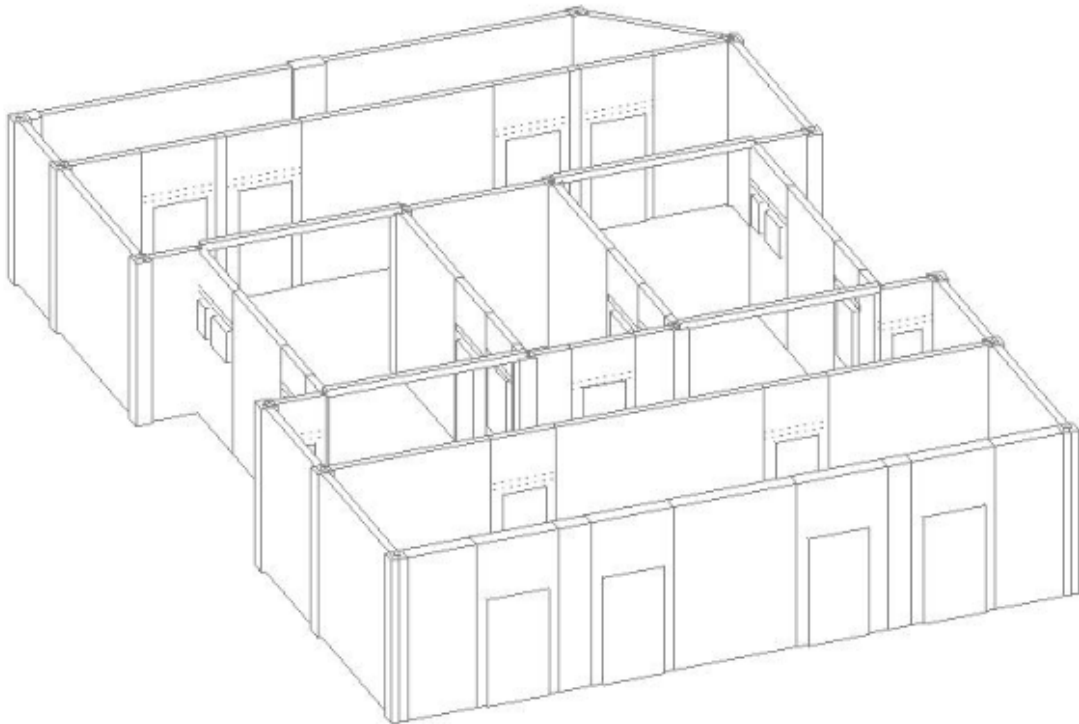


Figura 42. Modelado de cerramientos. (Fuente: Elaboración propia)

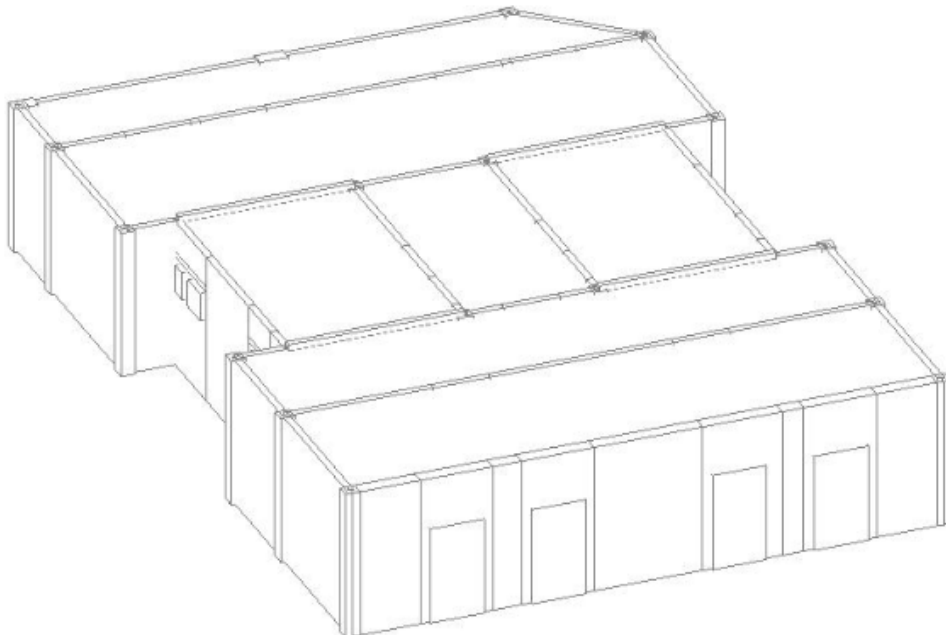


Figura 43. Modelado del techo. (Fuente: Elaboración propia)

6.1.3. Mun159

Con la superposición de las plantas tipo sobre la planta baja obtenemos el modelado tridimensional del edificio de viviendas del Eixample. Modelo sobre el cual podemos ser capaces de obtener su curva de capacidad pushover, y conocer su desempeño en apartados posteriores.

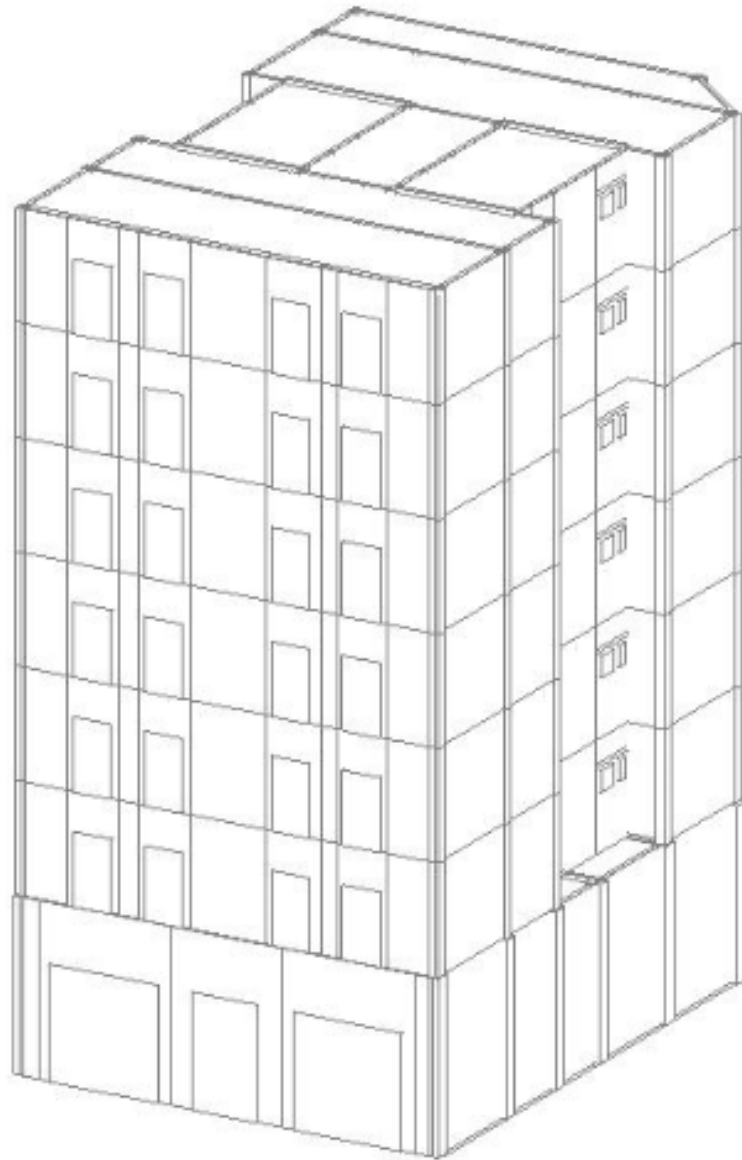


Figura 44. Modelado completo. (Fuente: Elaboración propia)

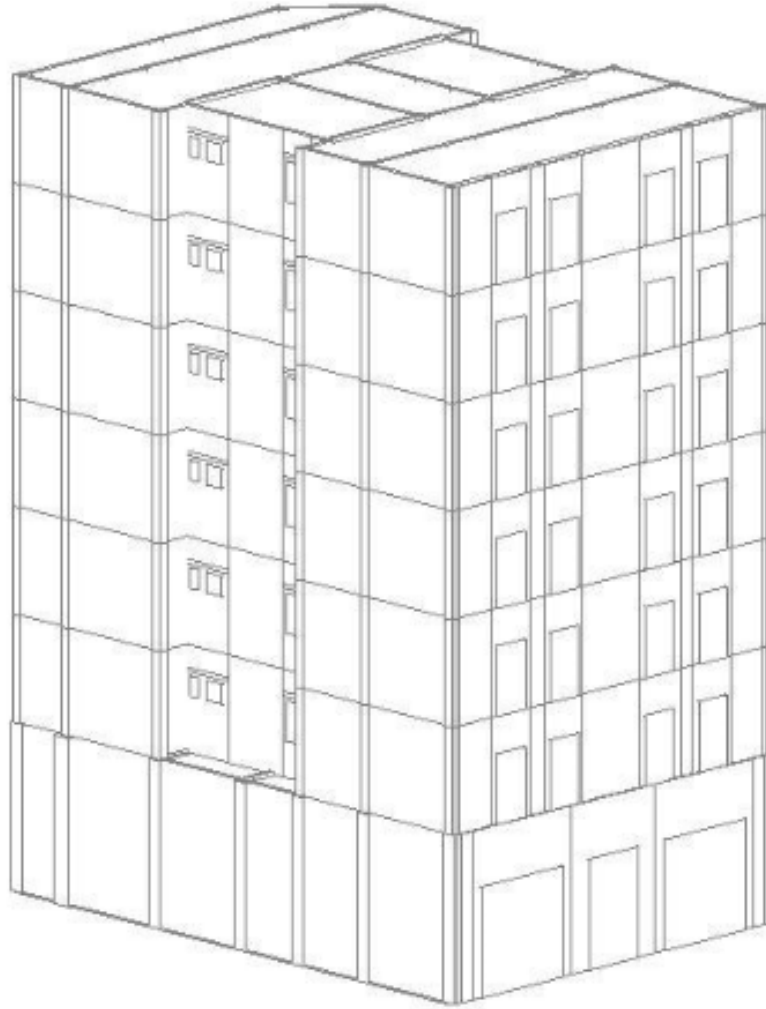


Figura 45. Modelado completo. (Fuente: Elaboración propia)

6.2. Hipótesis de estudio

Mediante TreMuri se han considerado dos hipótesis para el estudio del edificio de viviendas Mun159, en la primera consideramos diferentes calidades de mampostería para cada nivel del edificio, en la segunda asumimos un mismo tipo de mampostería para todas las plantas.

6.2.1. Hipótesis 1: Diferente calidad de mampostería

Para cada planta se varía la calidad de los materiales. Es la hipótesis más realista debido a que en las estructuras la calidad de los materiales no es la misma en la base o primeros niveles que en los últimos. Debido a los métodos de producción de los materiales de la época, en que los ladrillos se fabricaban a mano en hornos de cocción, existe una gran variabilidad en las propiedades mecánicas de los mismos. Lo anterior era bien sabido por el personal altamente capacitado a cargo de la construcción de estos edificios, haciendo uso de aquellas piezas con mejores calidades en plantas bajas y utilizando aquellas con propiedades inferiores en niveles superiores, con menores solicitaciones.

En el programa TreMuri reflejamos la calidad del material que conforma la mampostería en función de sus propiedades mecánicas, tales como el Módulo de elasticidad o Módulo de Young (E), el módulo de cortante (G), el peso específico (w), la resistencia a compresión (f_m) y el esfuerzo de cortante (τ).

Las propiedades mecánicas de la mampostería para cada planta se han seleccionado elaborando histogramas mediante MATLAB para la resistencia a compresión, módulo de elasticidad, módulo de cortante y esfuerzo de cortante, a partir de 1000 propiedades mecánicas diferentes simuladas para edificios de mampostería y recogidas en la figura 45.

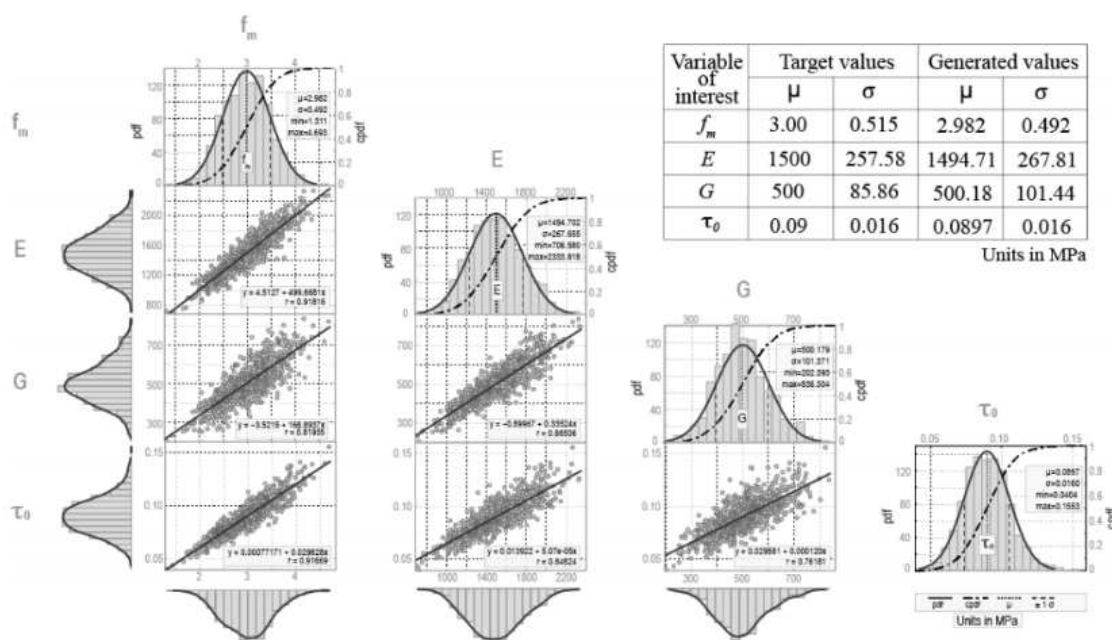


Figura 46. Histogramas y funciones de distribución de la simulación de 1000 propiedades mecánicas para mampostería. (Fuente: Ávila Haro, J. A. et al. *Probabilistic seismic damage assessment of URM buildings based on incremental dynamic analysis*, 2017)

Cada histograma sigue una distribución normal y hemos definido 7 franjas como niveles tiene el edificio, si la franja está situada más a la derecha, mejores propiedades mecánicas tiene, así pues se procede a seleccionar las calidades de la mampostería desde el séptimo hasta el primer nivel utilizando los valores medios de cada una de estas franjas.

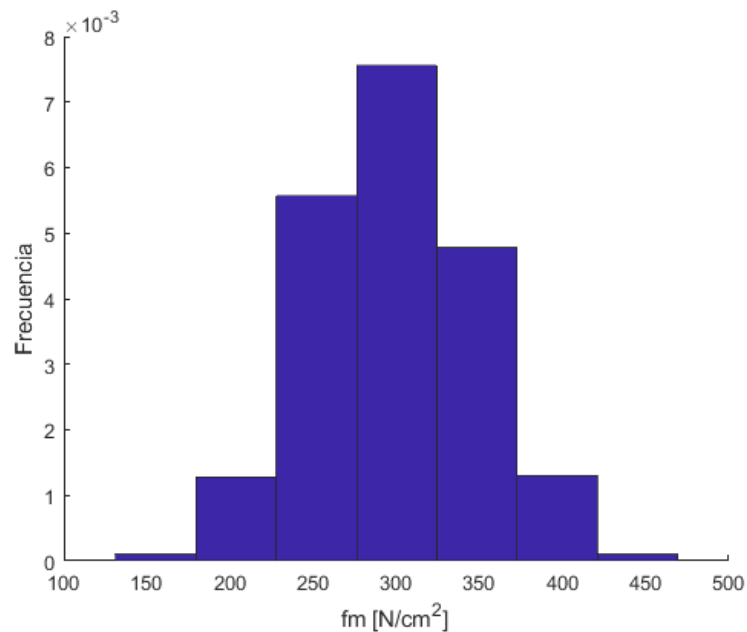


Figura 47. Histograma para la resistencia a compresión (Fuente: Elaboración propia)

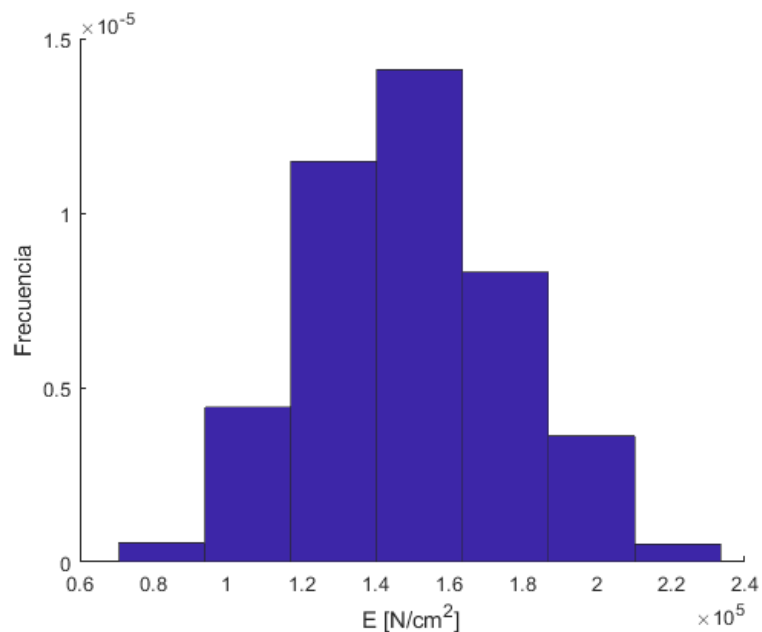


Figura 48. Histograma para el módulo de elasticidad (Fuente: Elaboración propia)

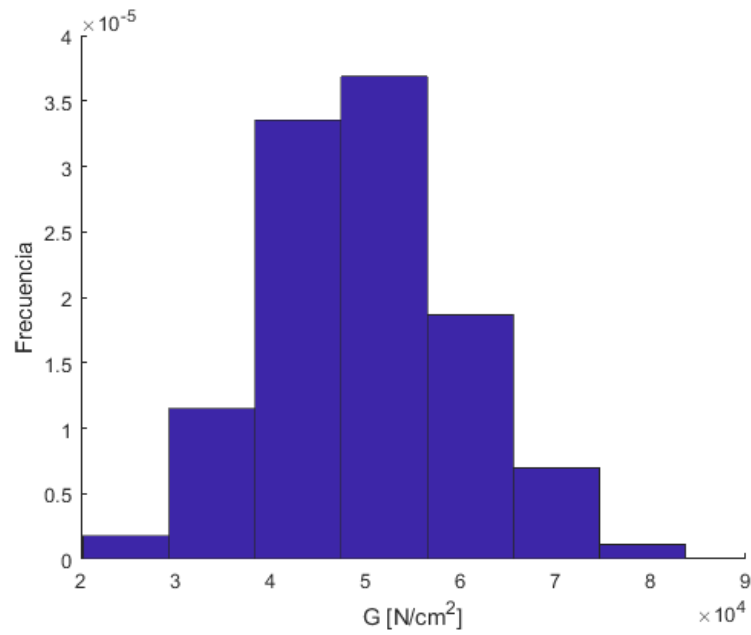


Figura 49. Histograma para el módulo de cizallamiento. (Fuente: Elaboración propia)

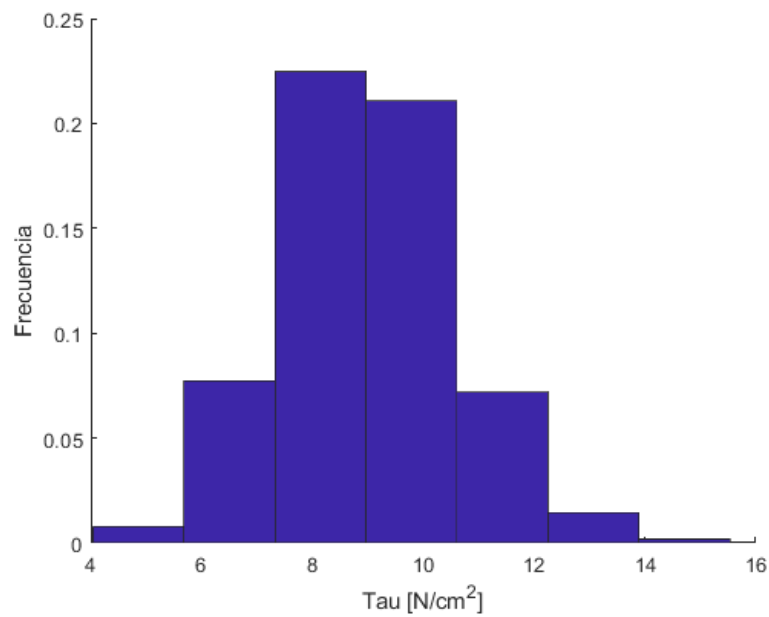


Figura 50. Histograma para el esfuerzo de cizalladura. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenidos los histogramas ,mediante MATLAB realizamos una media aritmética para los valores de una misma franja del histograma.

```
ans =

1.0e+05 *

0.001552769380944    0.822812774250956    0.247666776510498    0.000048585528213
0.002035837069212    1.055286139443897    0.338238013313492    0.000065005249395
0.002518904757480    1.287759504636837    0.428809250116487    0.000081424970577
0.003001972445748    1.520232869829777    0.519380486919481    0.000097844691759
0.003485040134015    1.752706235022717    0.609951723722476    0.000114264412942
0.003968107822283    1.985179600215657    0.700522960525470    0.000130684134124
0.004451175510551    2.217652965408597    0.791094197328464    0.000147103855306
```

Figura 51. Valores medios obtenidos, de izquierda a derecha f_m , E , G y τ (Tau) , de arriba a abajo Nivel 7, Nivel 6, Nivel 5, Nivel 4, Nivel 3, Nivel 2 y Nivel 1. (Fuente: Elaboración propia)

Por ejemplo, para el Nivel 1 o Planta Baja la resistencia a compresión f_m es aproximadamente 4,45 MPa, el módulo de elasticidad E es 2.218 MPa, el módulo de cizallamiento G es 791 MPa y el esfuerzo de cizalladura τ es 147,1 kPa.

A continuación, podemos proceder a importar en TreMuri las propiedades mecánicas para cada nivel y en posteriormente hacer los análisis correspondientes.

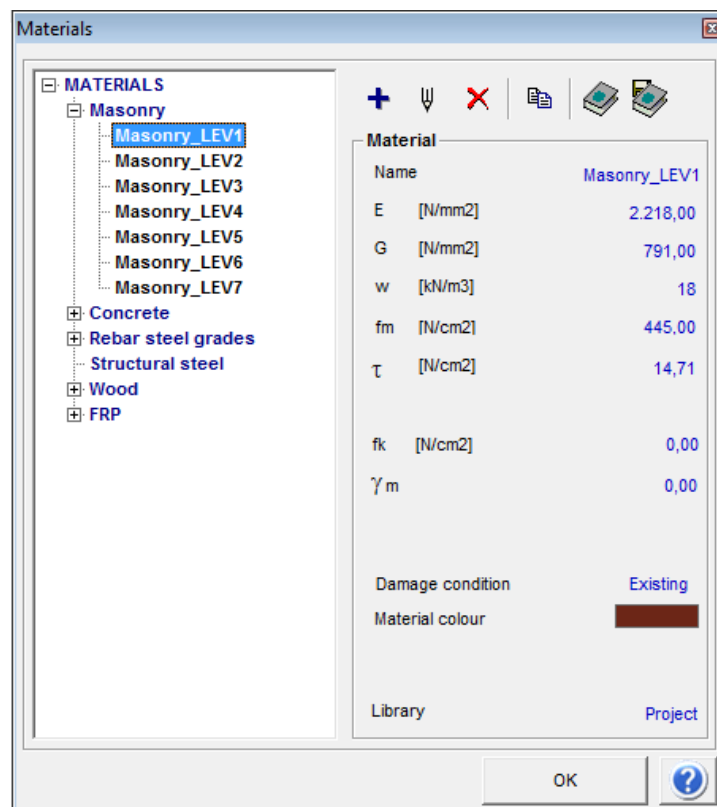


Figura 52. Propiedades mecánicas importadas en TreMuri para el Nivel 1 del edificio Mun159 para la primera hipótesis de estudio. (Fuente: Elaboración propia)

Las propiedades mecánicas para la mampostería en cada nivel importadas en TreMuri quedan recogidas en la siguiente tabla.

Tabla 8. Propiedades mecánicas para cada nivel (primera hipótesis de estudio).

Niveles	f_m [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	τ [N/cm ²]
1	445,0	2.218	791	14,71
2	396,8	1.985	701	13,06
3	348,5	1.753	610	11,43
4	300,2	1.520	519	9,79
5	251,9	1.288	429	8,14
6	203,6	1.055	338	6,50
7	155,3	822	248	4,86



Figura 53. Modelo del edificio Mun158 en TreMuri. (Fuente: Elaboración propia).

6.2.2. Hipótesis 2: Misma calidad de mampostería

Vista la primera hipótesis de estudio, procedemos a suponer una segunda hipótesis, en la cual asumimos que la calidad de la mampostería es la misma para todos los niveles, es decir, que las propiedades mecánicas de los materiales que la conforman permanecen invariables a medida que se sube de altura en el edificio.

No es una hipótesis realista, pero si importante para comparativas de análisis que realizaremos en posteriores apartados entre una hipótesis u otra.

Las propiedades mecánicas se han seleccionado a partir de la media de las 1000 propiedades mecánicas simuladas y representadas en la figura 45 del documento citado anteriormente (Ávila Haro, J. A. et al. Probabilistic seismic damage assessment of URM buildings based on incremental dynamic analysis, 2017).

Esta media asume que para todas las plantas o niveles la resistencia a compresión f_m es aproximadamente 3 MPa, el módulo de elasticidad E es 1.500 MPa, el módulo de cizallamiento G es 500 MPa y el esfuerzo de cizalladura τ es 90 kPa.

Los valores que importaremos en TreMuri quedan recogidos en la siguiente tabla.

Tabla 9. Propiedades mecánicas de la mampostería para cada nivel (segunda hipótesis de estudio).

Niveles	f_m [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	τ [N/cm ²]
1	300,0	1.500	500	9,00
2	300,0	1.500	500	9,00
3	300,0	1.500	500	9,00
4	300,0	1.500	500	9,00
5	300,0	1.500	500	9,00
6	300,0	1.500	500	9,00
7	300,0	1.500	500	9,00

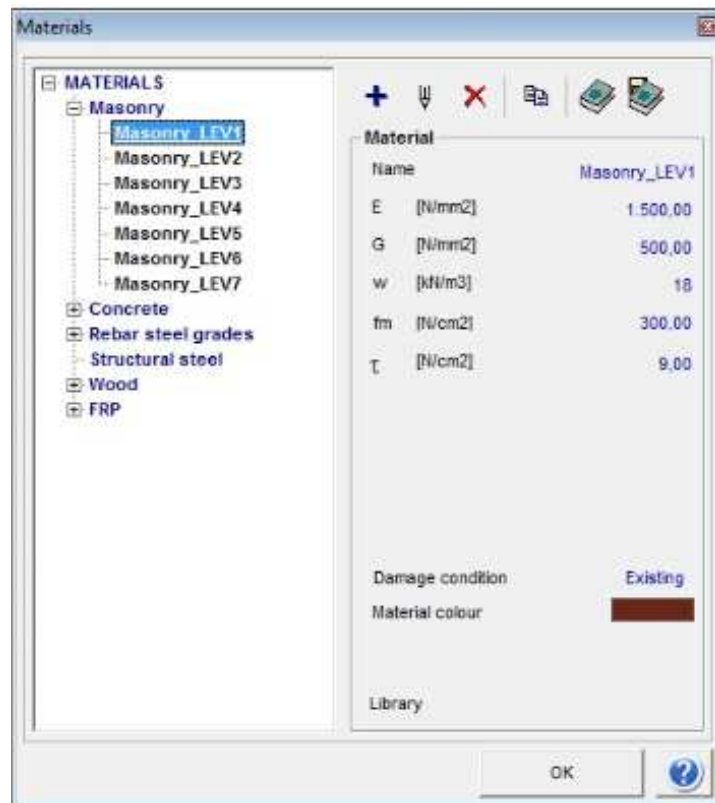


Figura 54. Propiedades mecánicas importadas en TreMuri para el Nivel 1 del edificio Mun159 para la segunda hipótesis de estudio. (Fuente: Elaboración propia)

6.3. Análisis modal

Mediante TreMuri identificamos para cada hipótesis los modos que mueven al menos un 1% de la masa en la dirección X e Y, obteniendo datos de un total de 21 modos (3 para cada planta) de los cuales la sumatoria de la masa desplazada debe de ser al menos un 80% de la masa total que se desplaza.

De esta manera justificamos el uso del método N2, llevado a cabo en apartados posteriores, para la evaluación del desempeño de la estructura al cumplir la hipótesis de carga monotónica con forma modal.

6.3.1. Análisis modal para la primera hipótesis

Para la primera hipótesis (diferente calidad de mampostería en altura) ,los modos que desplazan un mayor porcentaje de la masa total son los siguientes.

Tabla 10. Análisis modal para la posición X

Modos	Periodo T[s]	Masa absoluta desplazada [Kg]	Masa relativa desplazada [%]
1	0,71139	1.038.154	82,26
2	0,25795	153.940	12,2
3	0,14492	24.710	1,96

Tabla 11. Análisis modal para la posición Y

Modos	Periodo T[s]	Masa absoluta desplazada [Kg]	Masa relativa desplazada [%]
1	0,56200	887.308	70,31
2	0,20353	216.726	17,17
3	0,12004	61.019	4,83

Dadas las tablas hemos comprobado que el primer modo mueve una cantidad de masa mucho mayor que el resto, por lo que el comportamiento del edificio Mun159 será de primer modo para la hipótesis primera.

6.3.1.1. Desplazamientos modales

Mediante el mismo programa podemos simular, para el primer modo de la estructura, el desplazamiento de cada uno de los nodos por nivel, de tal manera que podemos prever el comportamiento de toda la estructura ante una sacudida sísmica en la dirección positiva de las X y dirección positiva de las Y.

- Para la posición X:

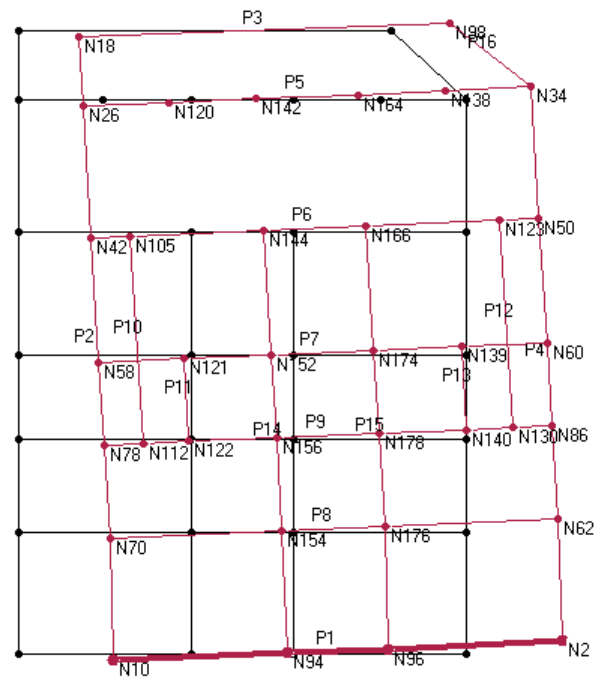


Figura 55. Nivel 1. (Fuente: Elaboración propia)

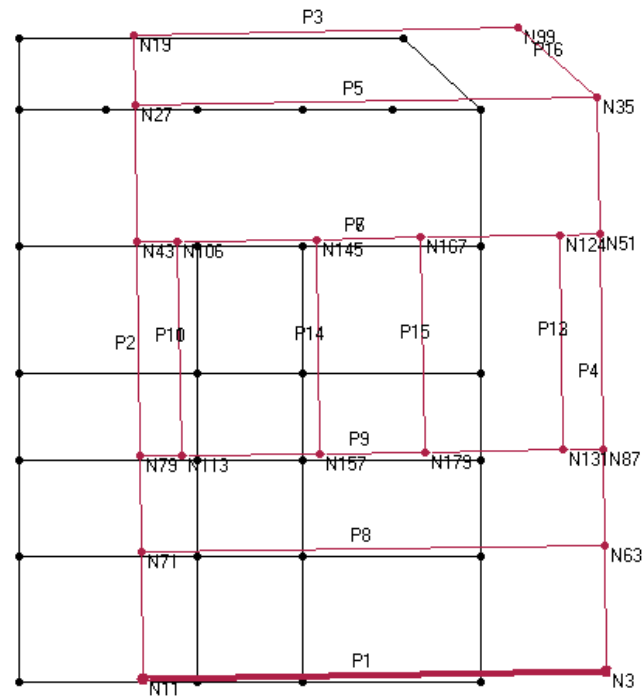


Figura 56. Nivel 2. (Fuente: Elaboración propia)

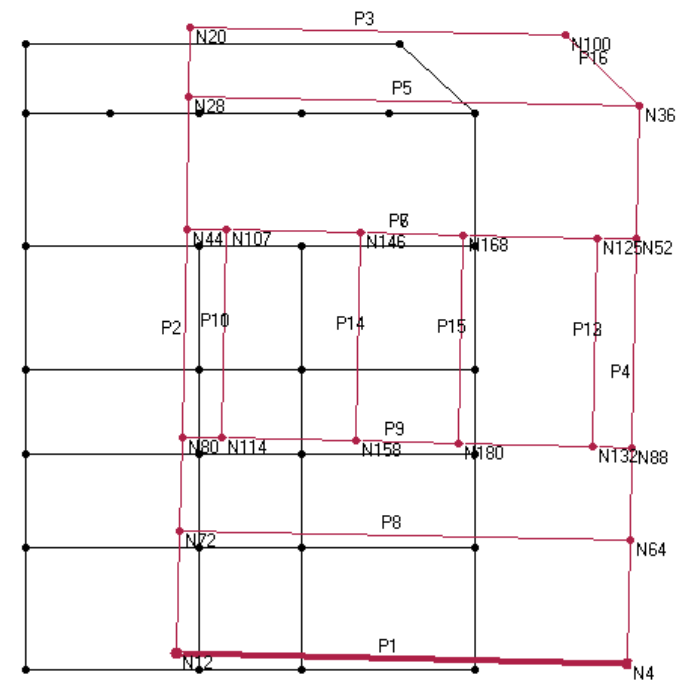


Figura 57. Nivel 3. (Fuente: Elaboración propia)

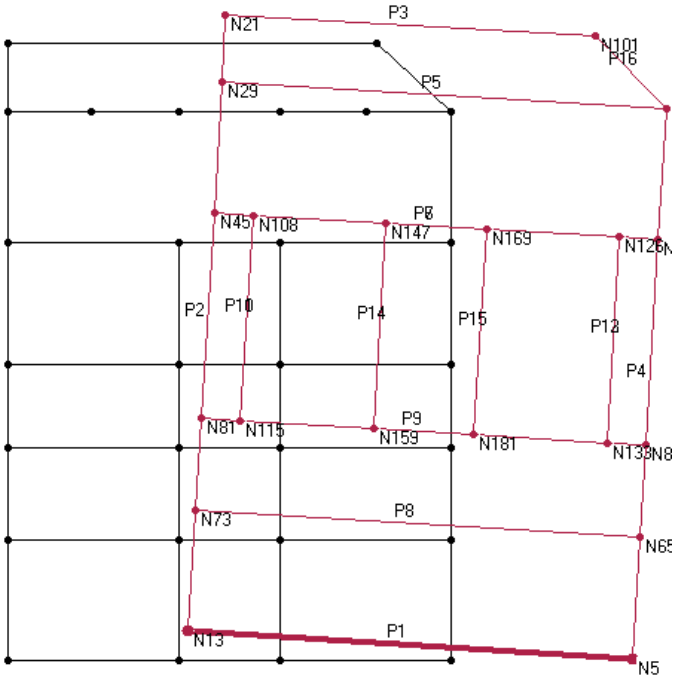


Figura 58. Nivel 4. (Fuente: Elaboración propia)

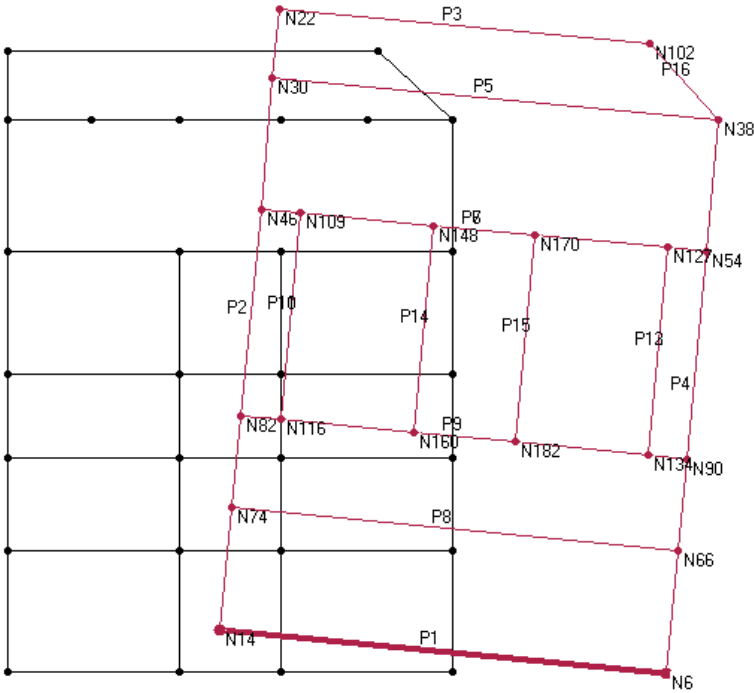


Figura 59. Nivel 5. (Fuente: Elaboración propia)

- Para la posición Y:

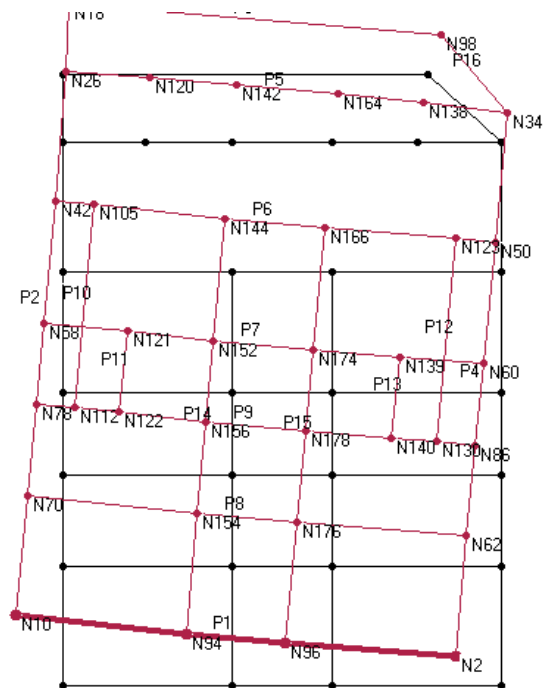


Figura 62. Nivel 1. (Fuente: Elaboración propia)

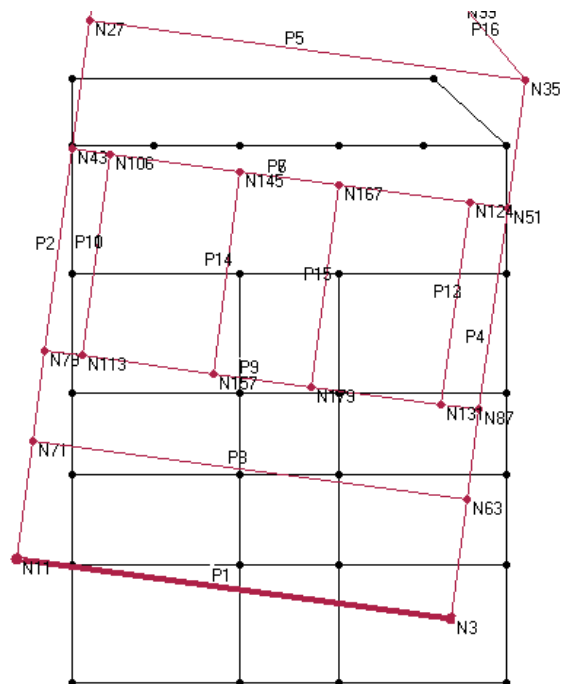


Figura 63. Nivel 2. (Fuente: Elaboración propia)

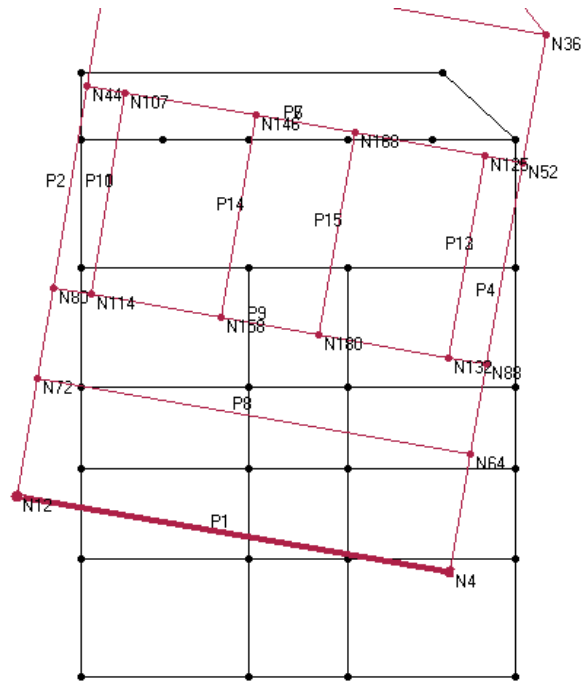


Figura 64. Nivel 3. (Fuente: Elaboración propia)

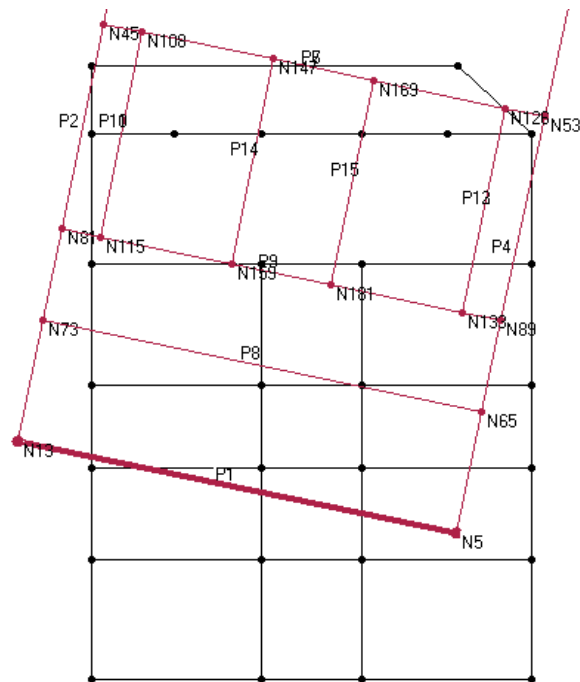


Figura 65. Nivel 4. (Fuente: Elaboración propia)

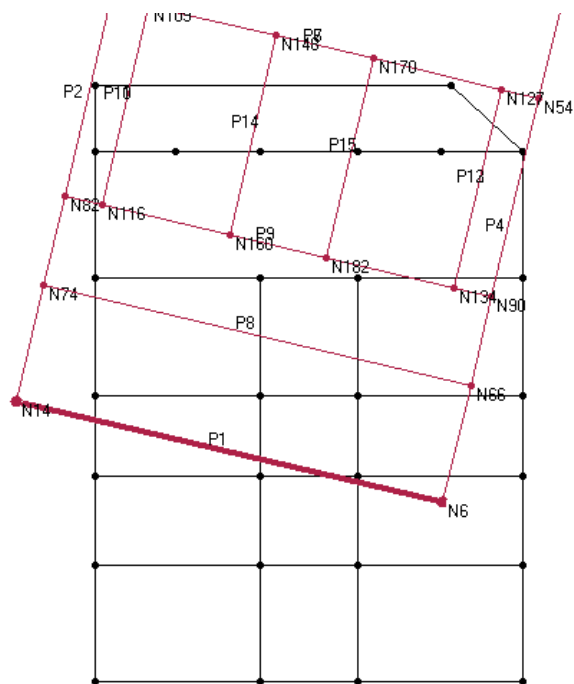


Figura 66. Nivel 5. (Fuente: Elaboración propia)

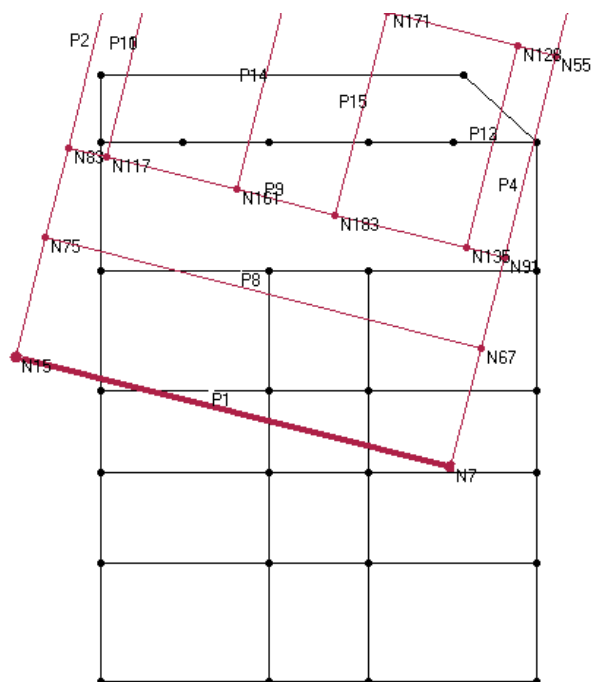


Figura 67. Nivel 6. (Fuente: Elaboración propia)

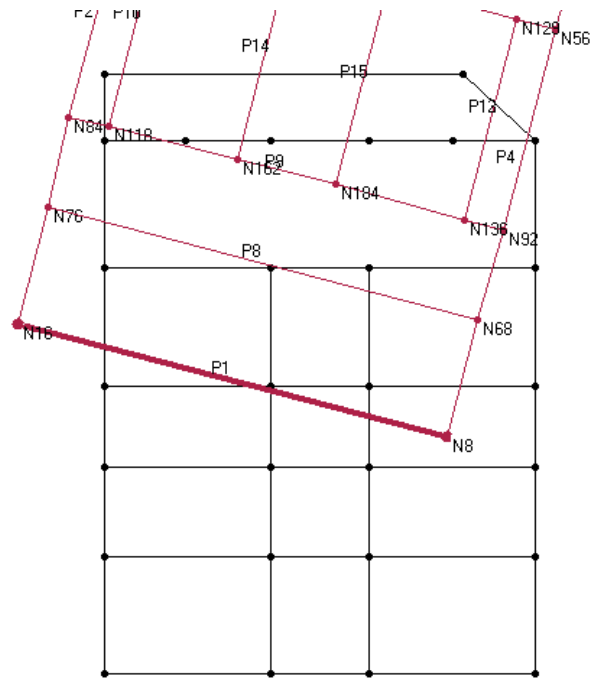


Figura 68. Nivel 7. (Fuente: Elaboración propia)

6.3.2. Análisis modal para la segunda hipótesis

Para la segunda hipótesis (misma calidad de mampostería en altura) ,los modos que desplazan un mayor porcentaje de la masa total son los siguientes:

Tabla 12. Análisis modal para la posición X.

Modos	Periodo T[s]	Masa absoluta desplazada [Kg]	Masa relativa desplazada [%]
1	0,80406	1.106.112	87,64
2	0,27193	123.308	9,77
3	0,14582	13.555	1,07

Tabla 13. Análisis modal para la posición Y.

Modos	Periodo T[s]	Masa absoluta desplazada [Kg]	Masa relativa desplazada [%]
1	0,61329	913.660	72,39
2	0,21084	202.298	16,03
3	0,57713	73.079	5,79

Dadas las tablas hemos comprobado que el primer modo mueve una cantidad de masa mucho mayor que el resto, por lo que el comportamiento del edificio Mun159 será de primer modo para la segunda hipótesis.

6.3.2.1. Desplazamientos modales

- Para la posición X :

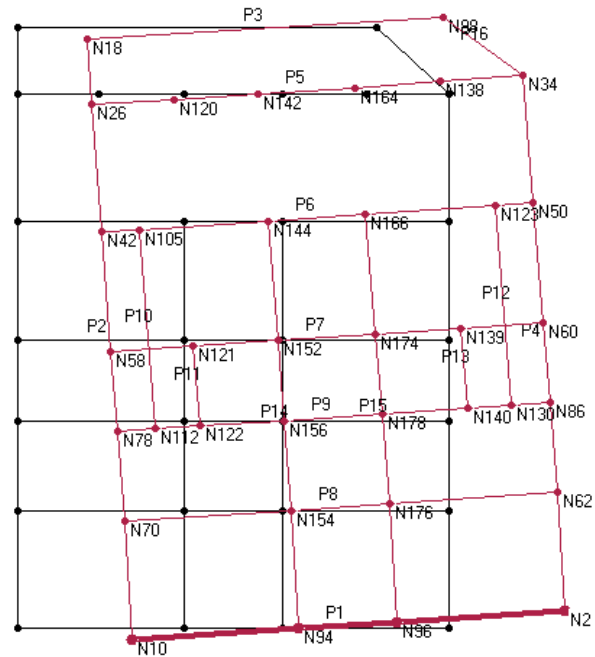


Figura 69. Nivel 1. (Fuente: Elaboración propia)

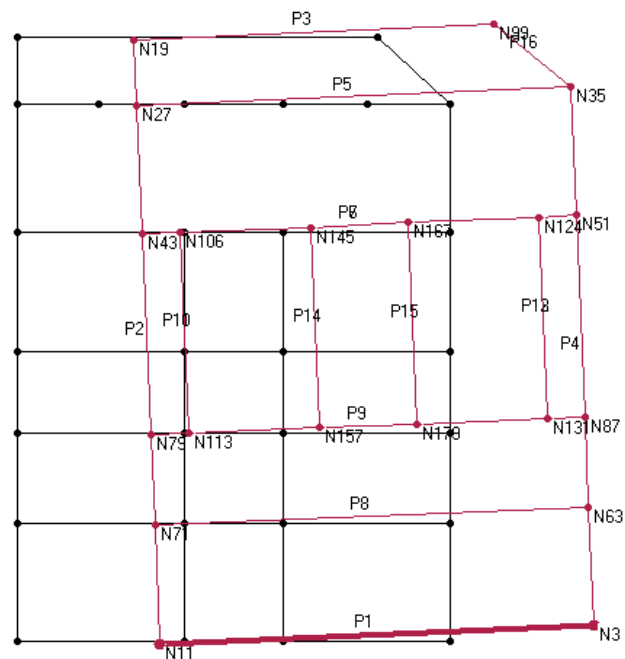


Figura 70. Nivel 2. (Fuente: Elaboración propia)

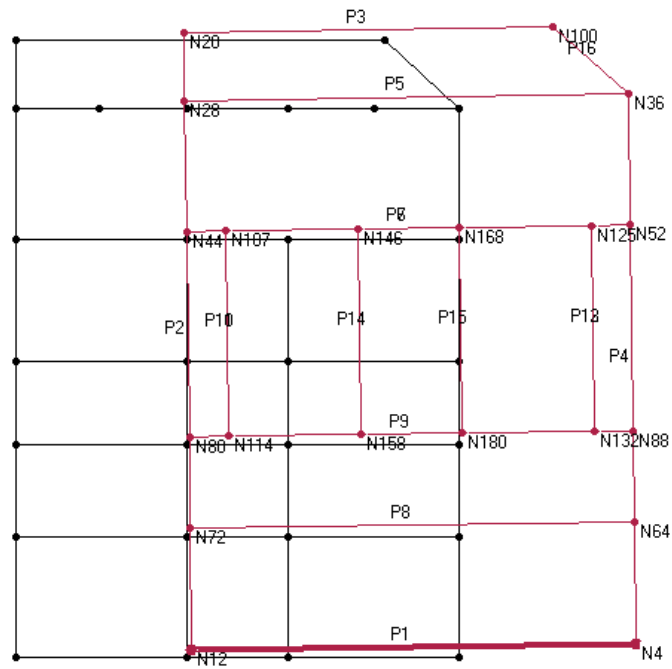


Figura 71. Nivel 3. (Fuente: Elaboración propia)

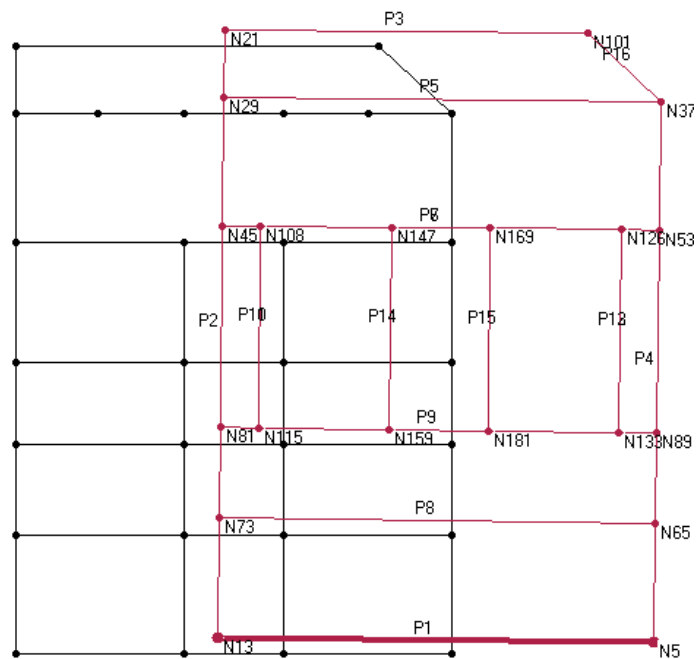


Figura 72. Nivel 4. (Fuente: Elaboración propia)

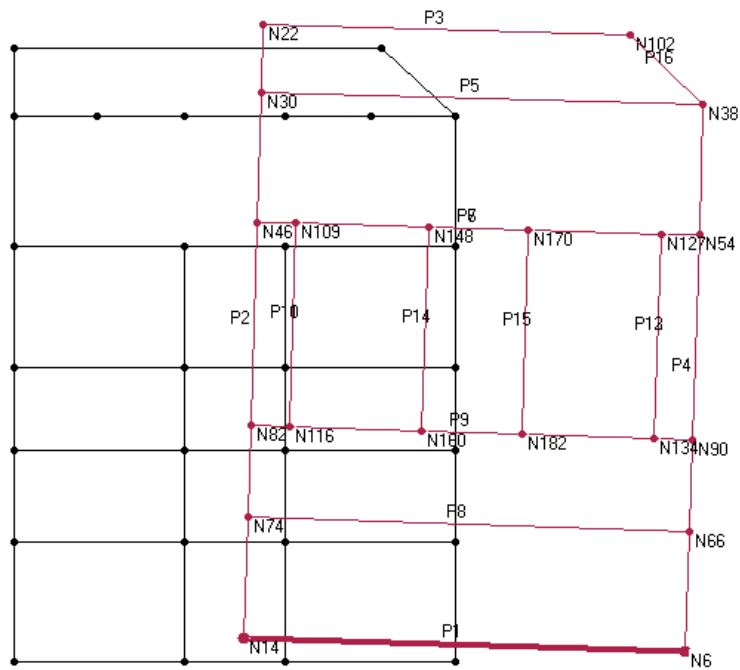


Figura 73. Nivel 5. (Fuente: Elaboración propia)

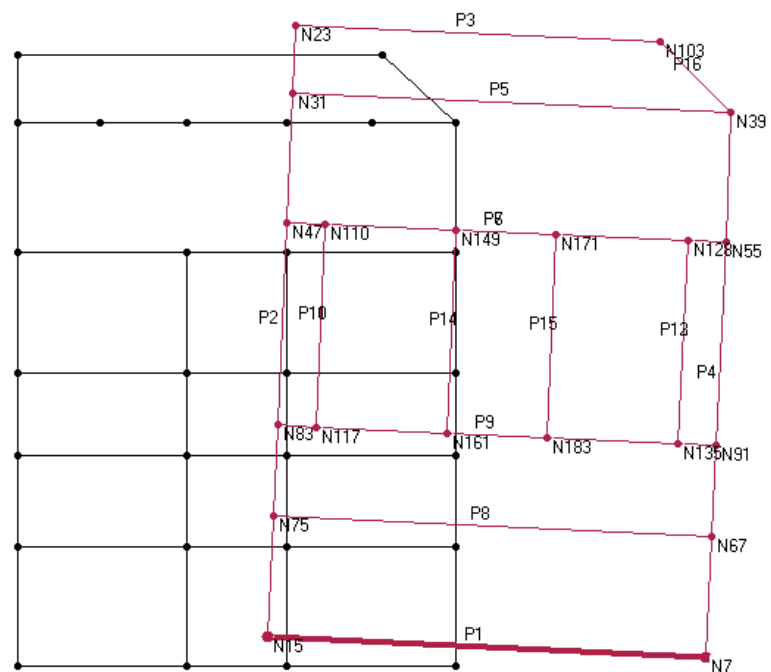


Figura 74. Nivel 6. (Fuente: Elaboración propia)

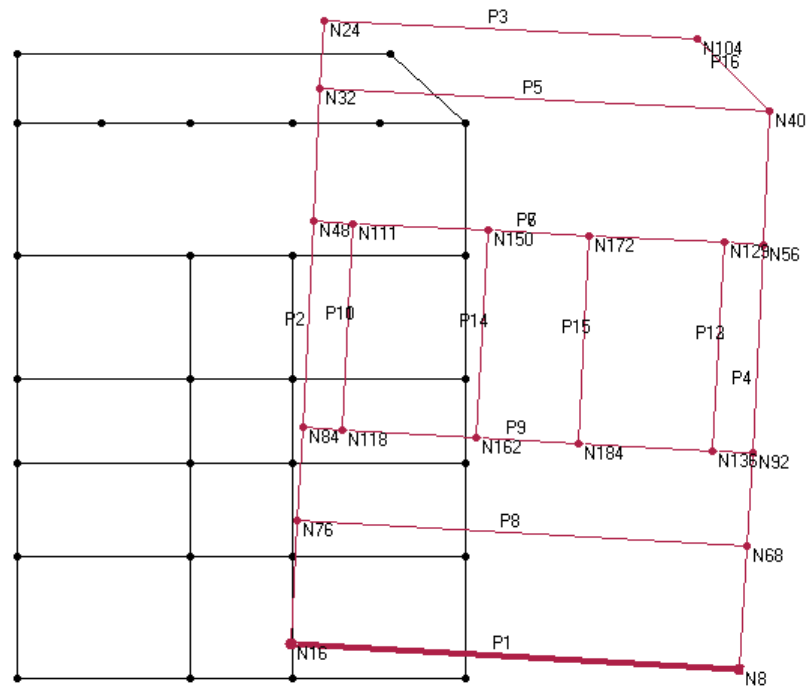


Figura 75. Nivel 7. (Fuente: Elaboración propia)

- Para la posición Y:

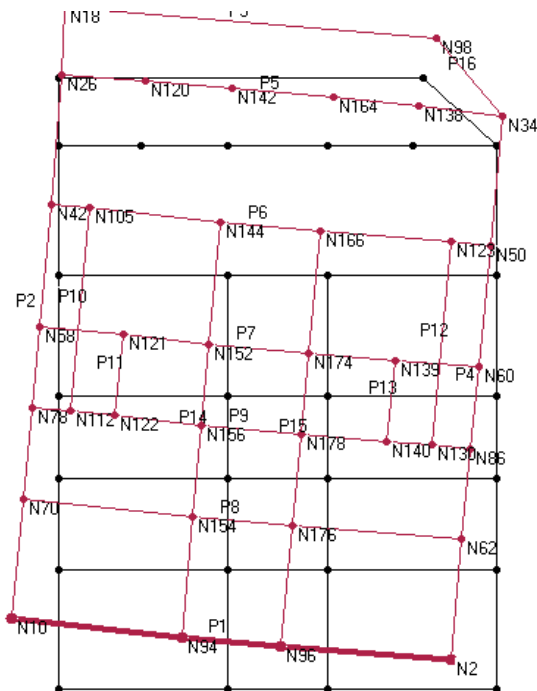


Figura 76. Nivel 1. (Fuente: Elaboración propia)

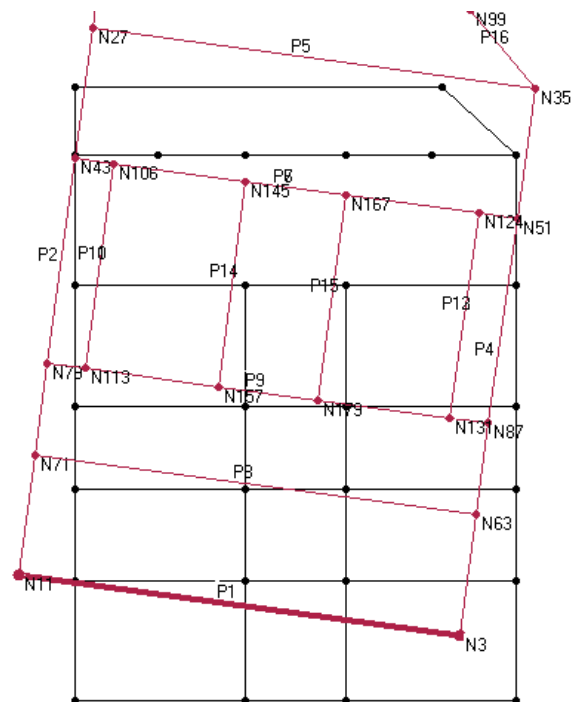


Figura 77. Nivel 2. (Fuente: Elaboración propia)

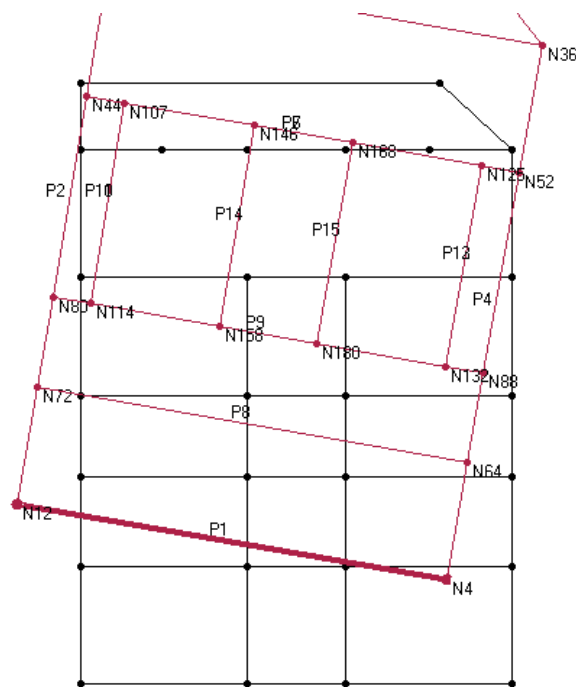


Figura 78. Nivel 3. (Fuente: Elaboración propia)

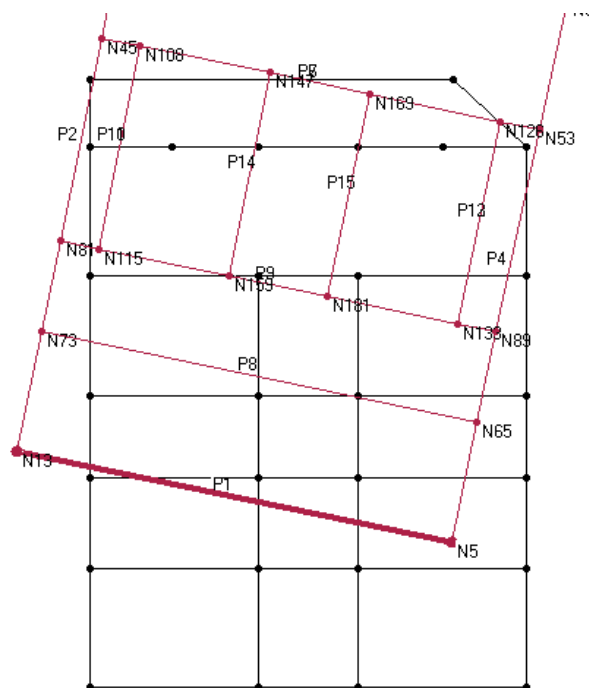


Figura 79. Nivel 4. (Fuente: Elaboración propia)

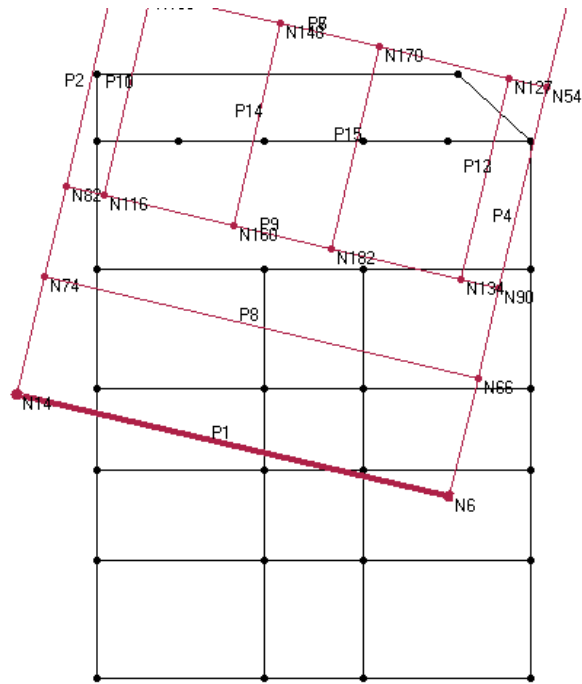


Figura 80. Nivel 5. (Fuente: Elaboración propia)

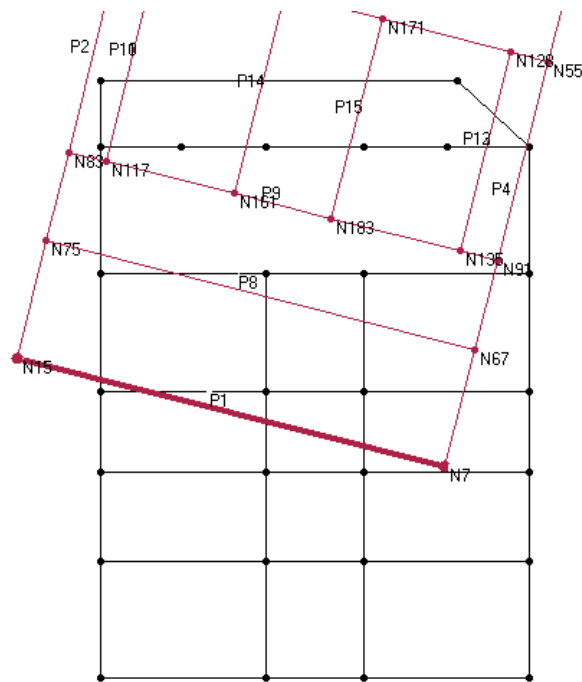


Figura 81. Nivel 6. (Fuente: Elaboración propia)

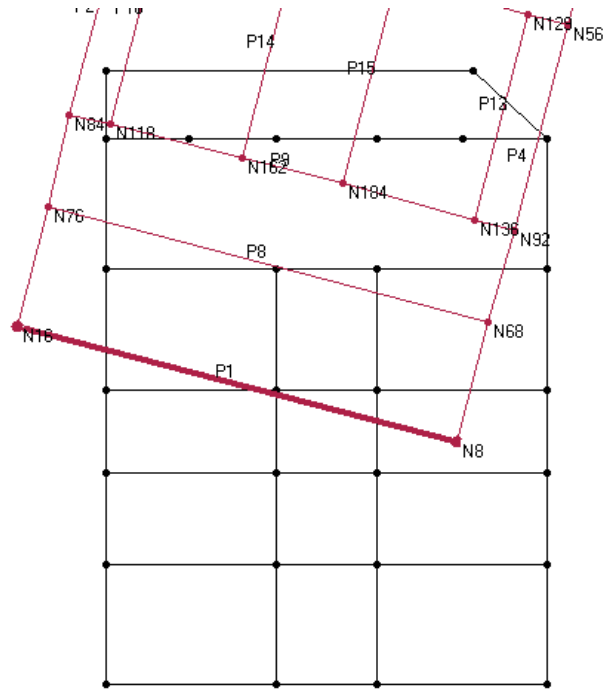


Figura 82. Nivel 7. (Fuente: Elaboración propia)

6.4. Análisis estático no lineal

Para realizar el análisis estático no lineal mediante el método N2 y evaluar el desempeño del edificio Mun159, es necesario, como se comentó en el capítulo de Metodología, obtener la curva de capacidad (o *pushover*) del primer modo de la estructura para desarrollar la bilineal equivalente, y también tener definido un espectro de demanda sísmica.

Vamos a realizar el análisis para las dos hipótesis de estudio, considerando la curva de capacidad del edificio para la posición positiva de las X, al existir simetría prácticamente perfecta entre los elementos estructurales tomando un sentido u otro, la curva de capacidad para el sentido negativo del eje no debería variar respecto al otro sentido y por tanto el desempeño tampoco, no obstante se calculará para su comprobación.

También consideraremos la posición positiva de las Y, en este caso al no existir simetría entre los elementos estructurales para un sentido y para el otro, obtendremos la curva de capacidad del edificio para el sentido negativo del eje, por consiguiente realizaremos también el análisis estático para buscar el nuevo desempeño.

En total realizaremos 8 análisis (4 por hipótesis):

- Análisis 1: Primera hipótesis eje X POS
- Análisis 2: Primera hipótesis eje X NEG
- Análisis 3: Primera hipótesis eje Y POS
- Análisis 4: Primera hipótesis eje Y NEG

- Análisis 5: Segunda hipótesis eje X POS
- Análisis 6: Segunda hipótesis eje X NEG
- Análisis 7: Segunda hipótesis eje Y POS
- Análisis 8: Segunda hipótesis eje Y NEG

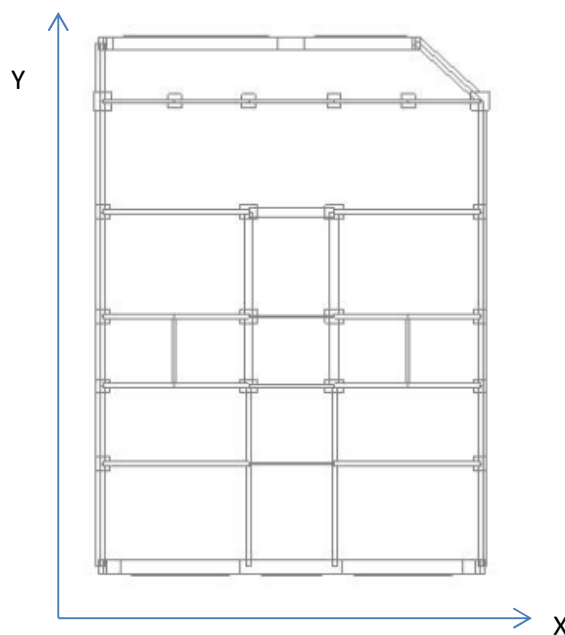


Figura 83. Referencia de ejes tomada para el edificio. (Fuente: Elaboración propia)

6.4.1. Análisis 1: Primera hipótesis eje X POS

En la hipótesis que consideramos variable la calidad de la mampostería conforme se sube de nivel en el edificio para el eje positivo de las X positivo (para el eje negativo de las X debido a la simetría el análisis sería idéntico). Mediante TreMuri y MATLAB hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

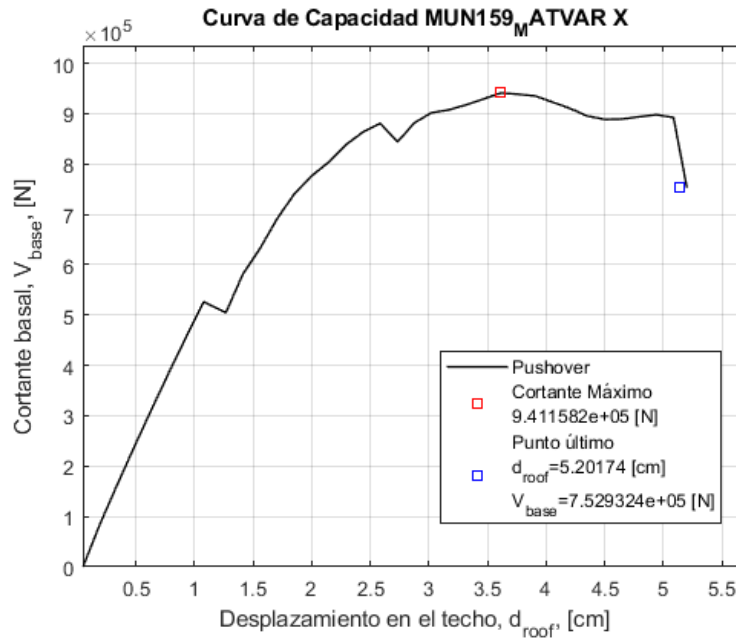


Figura 84. Curva de capacidad del edificio para el eje positivo de las X. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez tenemos la curva de capacidad del edificio, obtenemos la curva de capacidad del sistema equivalente SDOF.

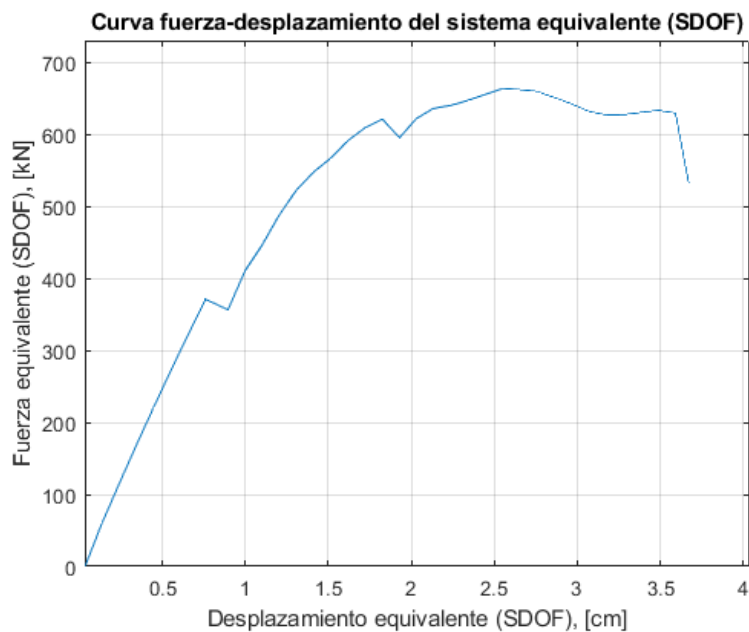


Figura 85. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

Mediante las ecuaciones citadas en el apartado de Método N2 podemos obtener el espectro de capacidad del sistema SDOF en formato aceleración frente a desplazamiento.

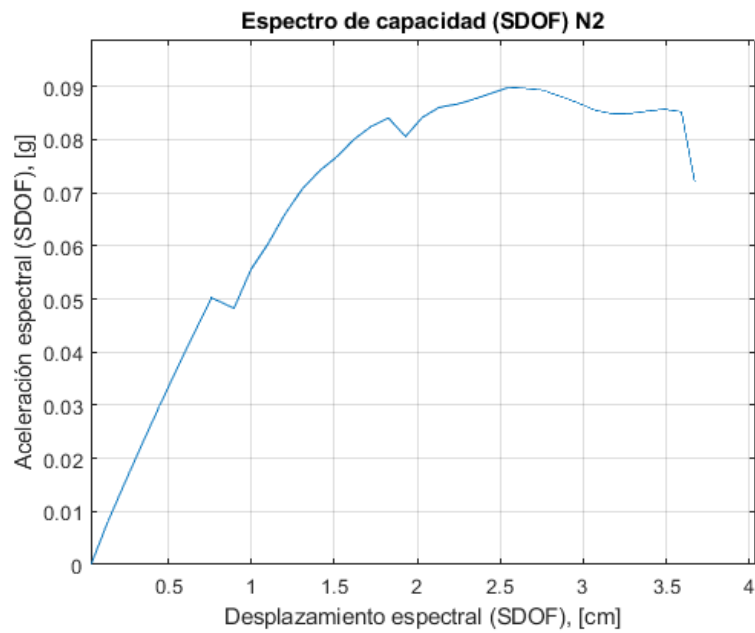


Figura 86. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

Mediante MATLAB hemos logrado representar en el mismo espectro de demanda ADRS la curva de capacidad (o *pushover*) SDOF, su bilineal equivalente (según indica el N2) y el espectro elástico de demanda según el estudio de microzonación para la ciudad de Barcelona de Janira Irizarry, para una aceleración pico de terreno p_{ga} de 0,04g (Según indica el NCSE-02 Anejo 1) y un p_{ga} de 0,194g (190,1 cm/s², según especifica el escenario probabilista para el distrito del Eixample de Irizarry).

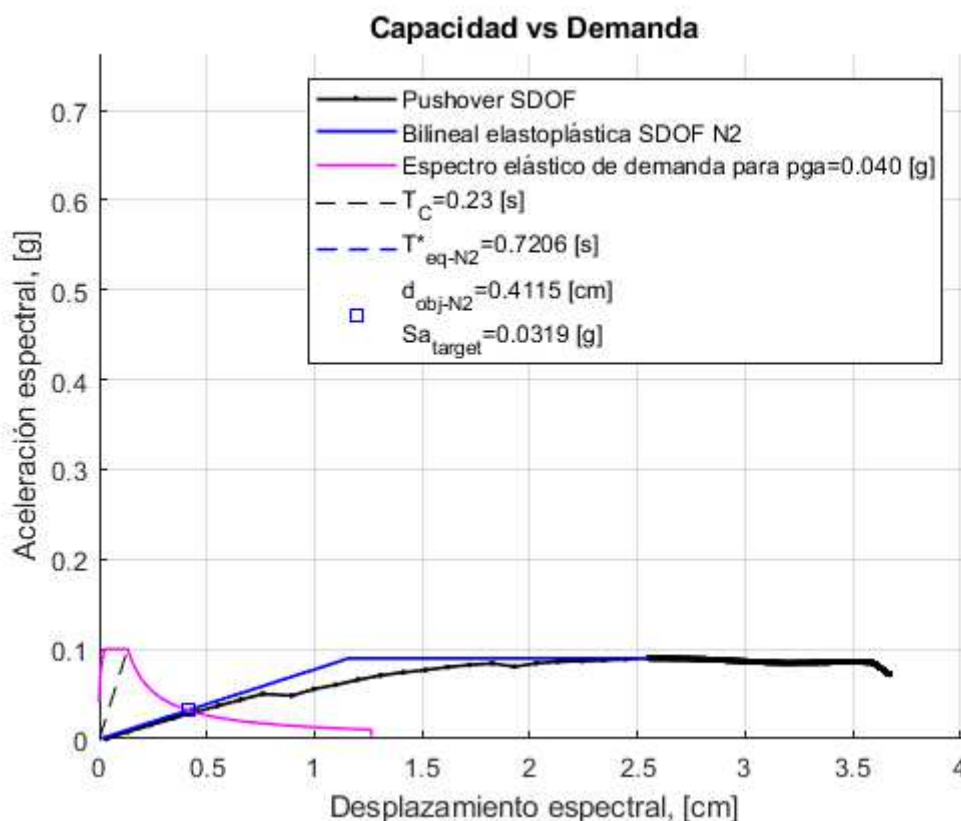


Figura 87. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

Podemos observar que el desplazamiento espectral del punto de desempeño es aproximadamente 0,41cm, ese es el máximo desplazamiento esperado del sistema SDOF ante esa demanda.

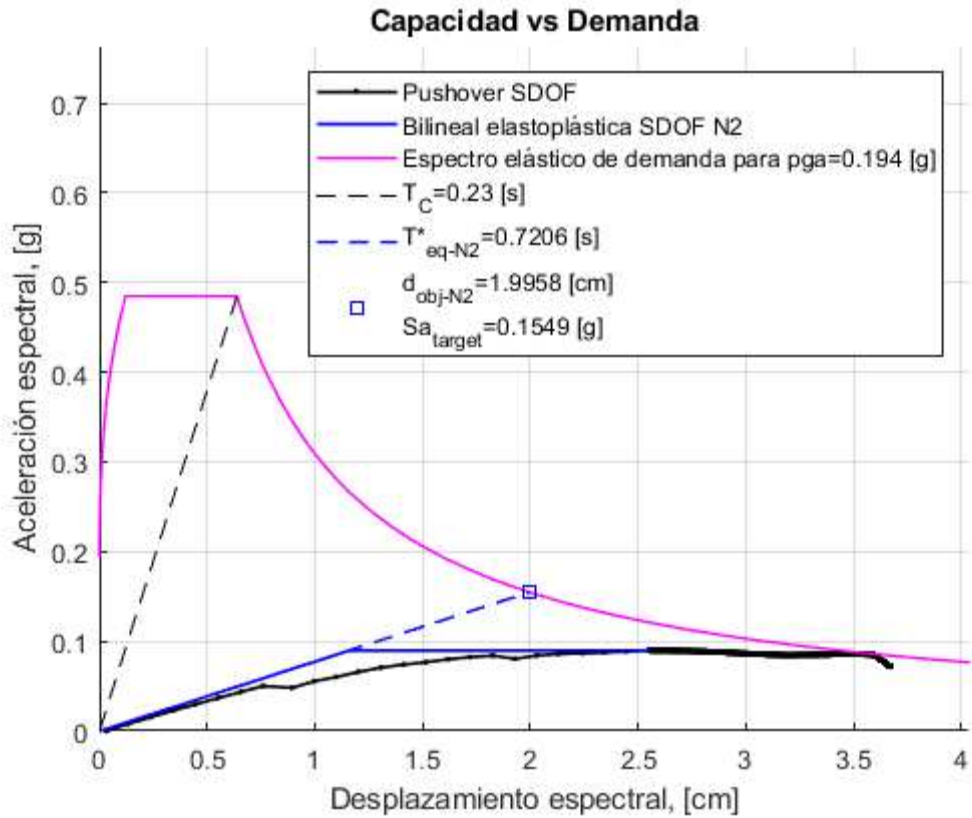


Figura 88. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

En este caso el desplazamiento espectral corresponde aproximadamente a 2 cm.

Con MATLAB no hemos podido representar el espectro reducido de demanda, no obstante, para un periodo superior al T_C el desplazamiento en el punto de desempeño es el mismo que en el punto representado como un cuadrado azul, debido a que el método para encontrarlo es bajando una línea recta hasta la intersección con la bilineal.

6.4.2. Análisis 2: Primera hipótesis eje X NEG

En la hipótesis que consideramos variable la calidad de la mampostería conforme se sube de nivel en el edificio para el eje negativo de las X.

Mediante TreMuri y Matlab hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

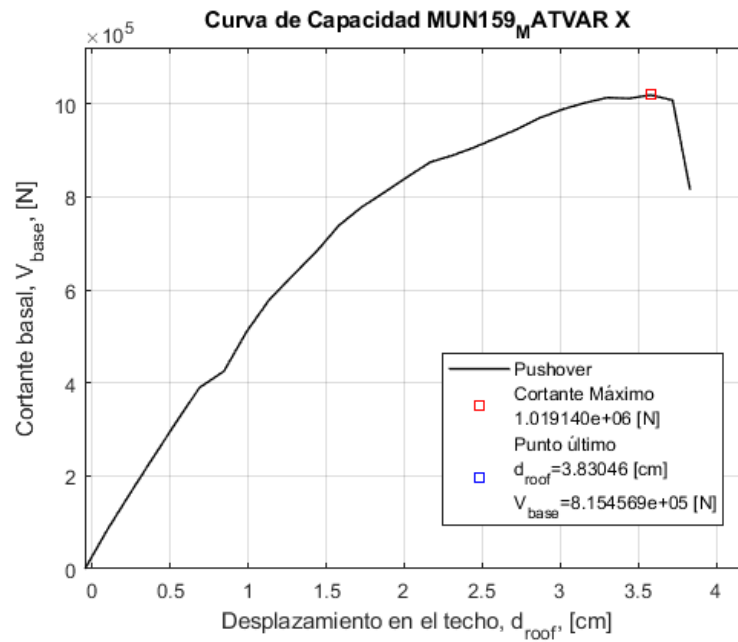


Figura 89. Curva de capacidad del edificio para el eje negativo de las X. (Fuente: Elaboración propia)

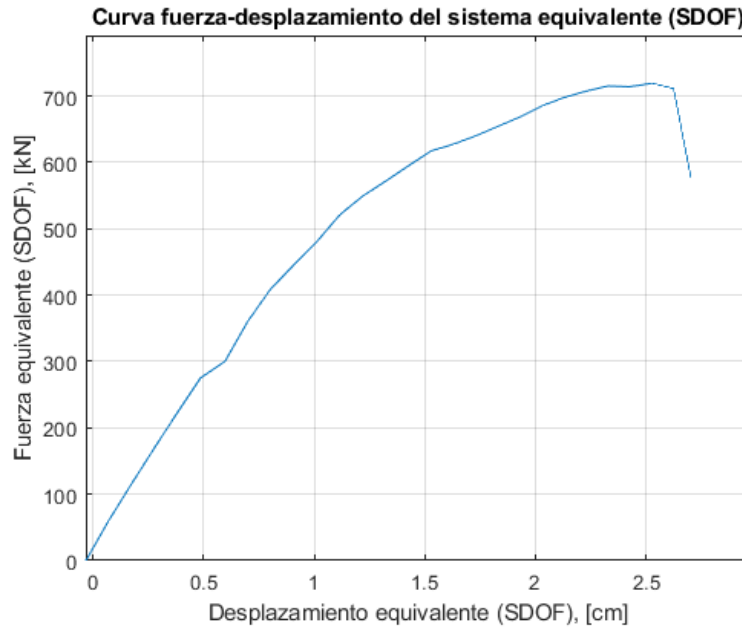


Figura 90. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

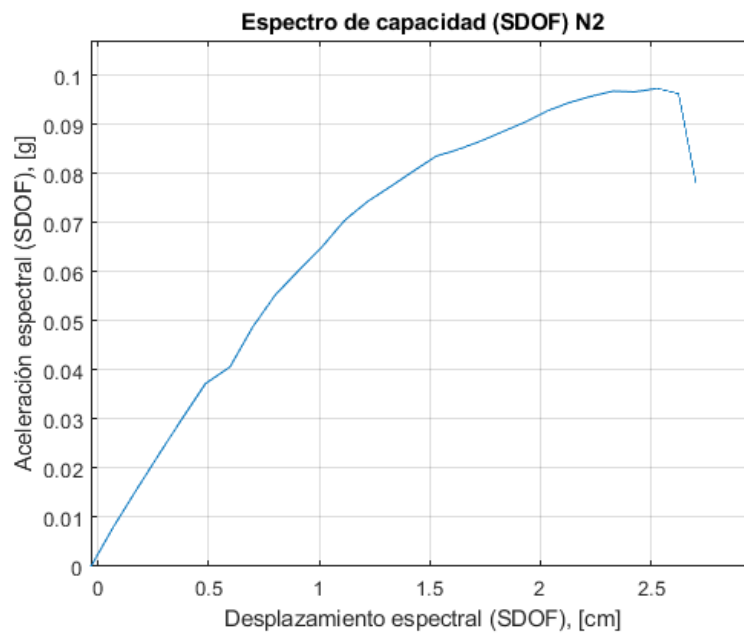


Figura 91. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

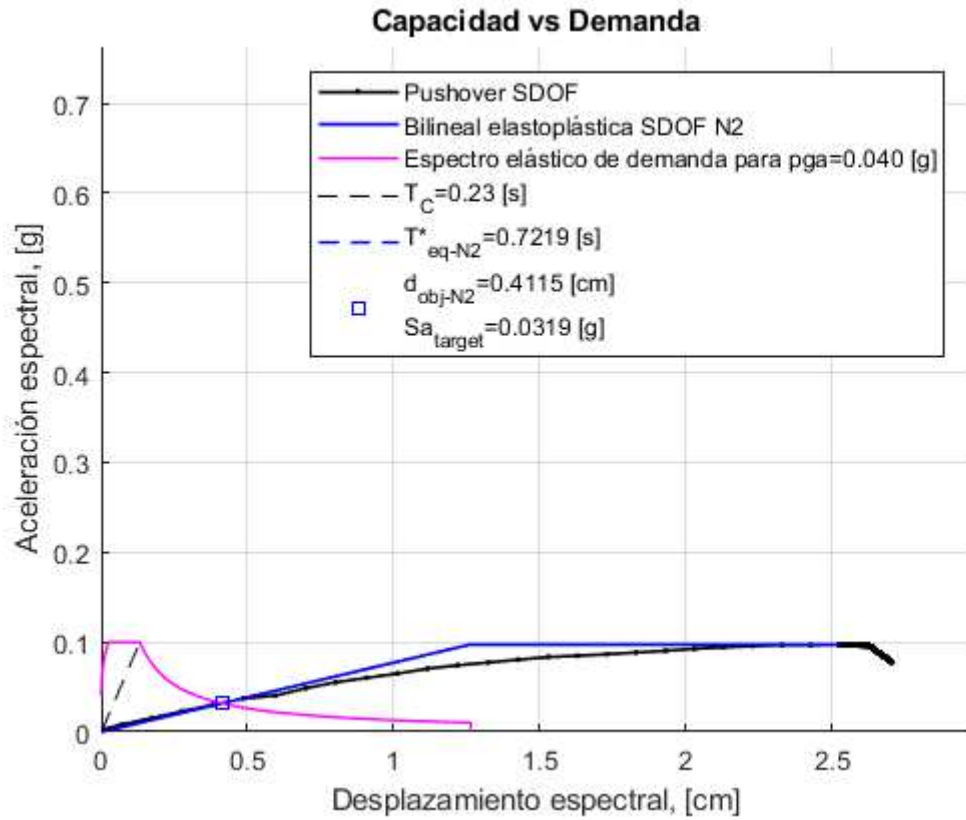


Figura 92. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 0,41cm.

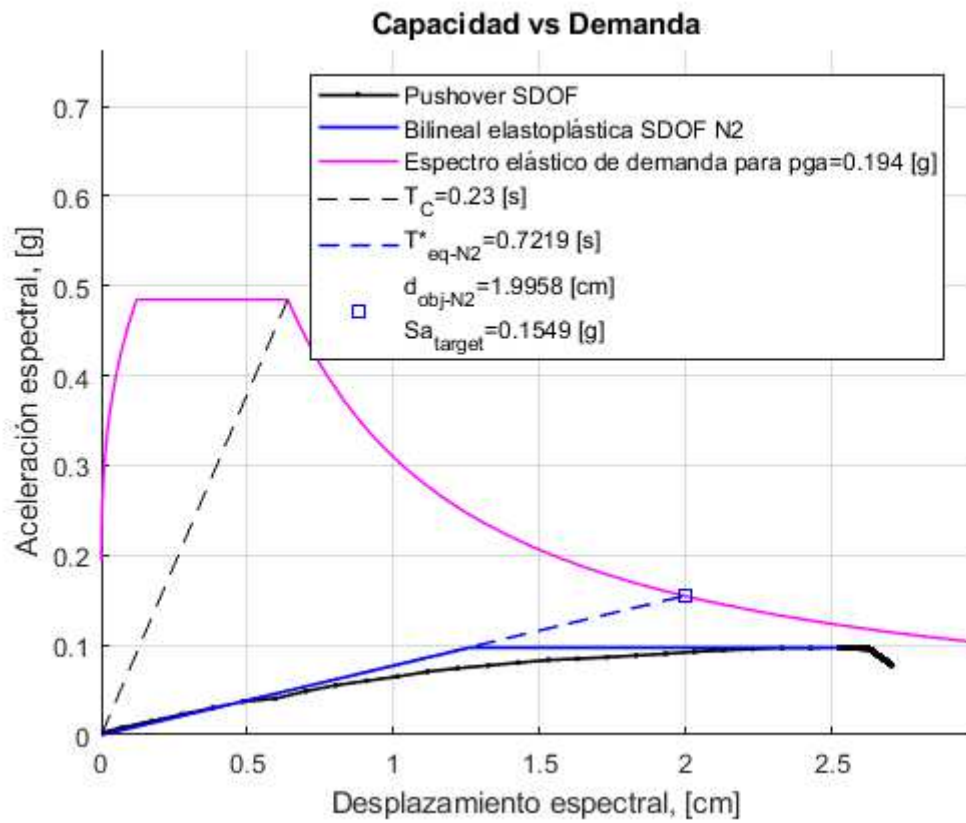


Figura 93. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 2 cm.

6.4.3. Análisis 3: Primera hipótesis eje Y POS

En la hipótesis que consideramos variable la calidad de la mampostería conforme se sube de nivel en el edificio para el eje positivo de las Y.

Mediante TreMuri y Matlab hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

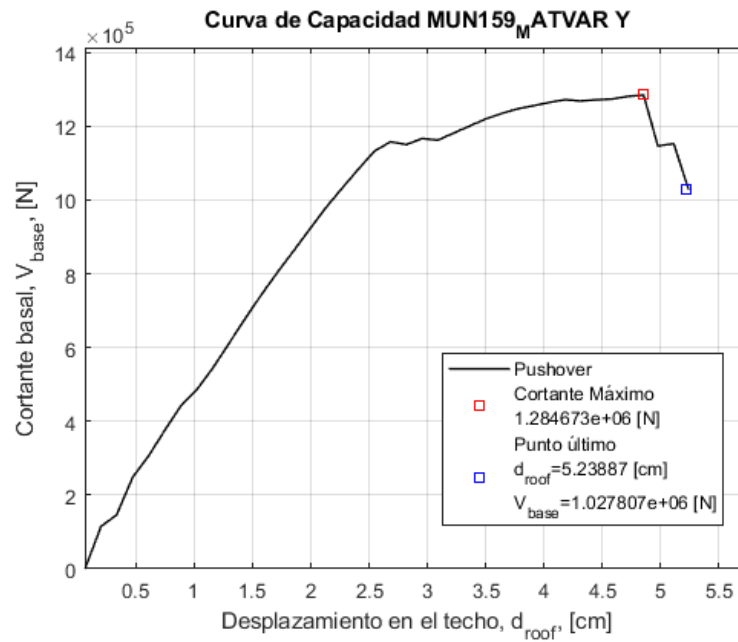


Figura 94. Curva de capacidad del edificio para el eje positivo de las Y. (Fuente: Elaboración propia)

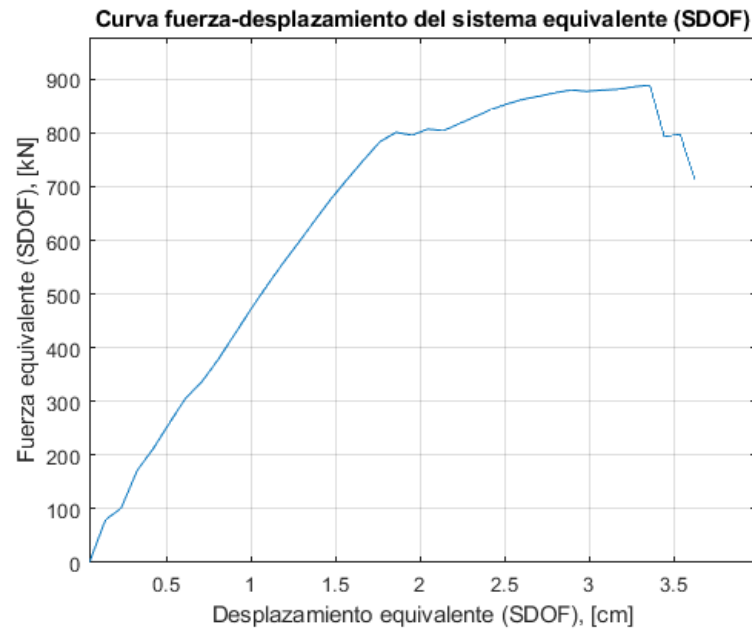


Figura 95. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

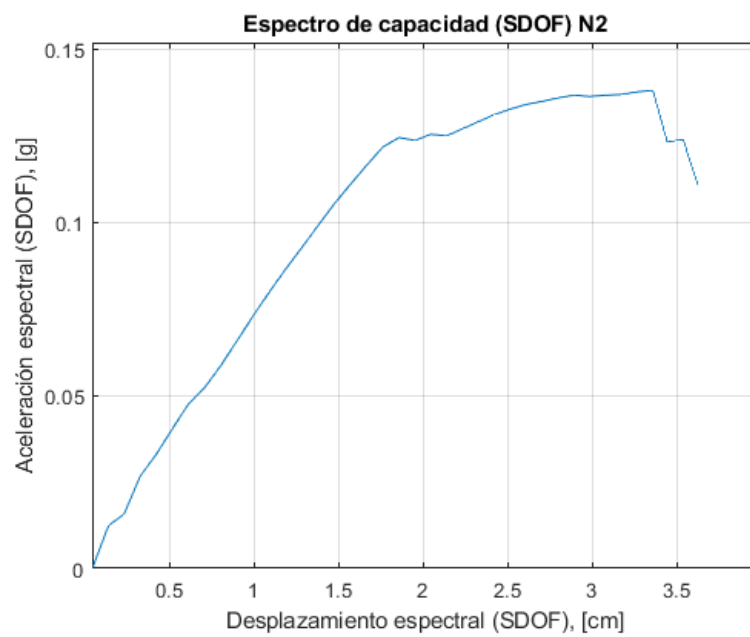


Figura 96. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

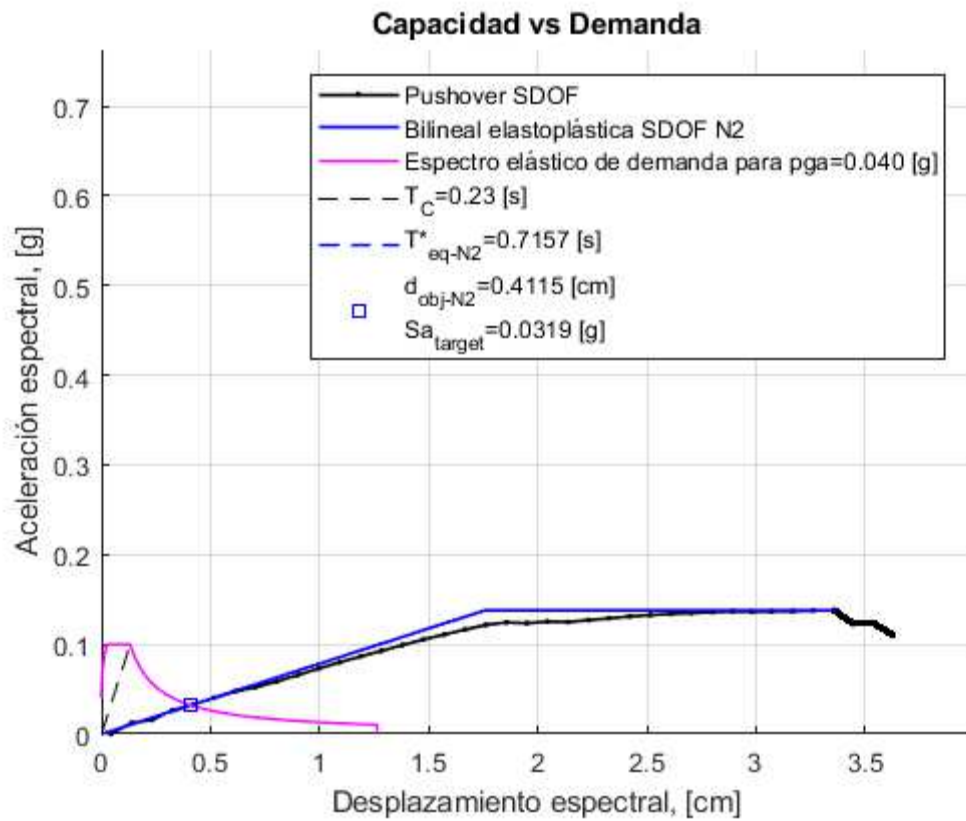


Figura 97. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 0,41cm.

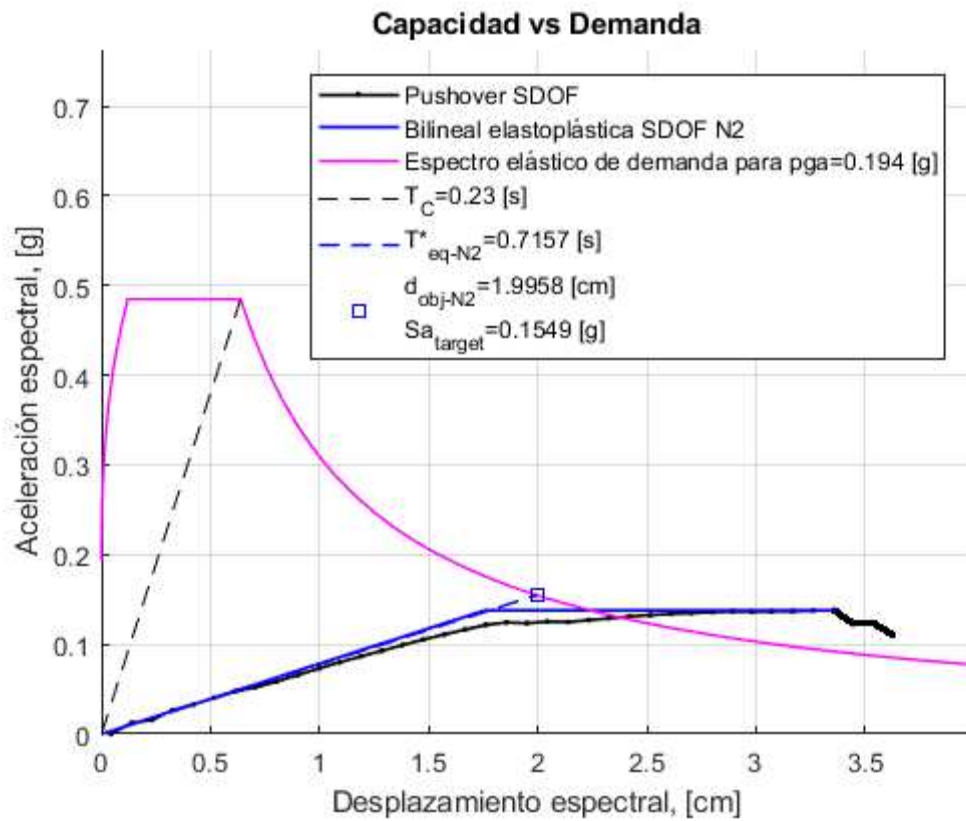


Figura 98. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 2 cm.

6.4.4. Análisis 4: primera hipótesis eje Y NEG

En la hipótesis que consideramos variable la calidad de la mampostería conforme se sube de nivel en el edificio para el eje negativo de las Y.

Mediante TreMuri y Matlab hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

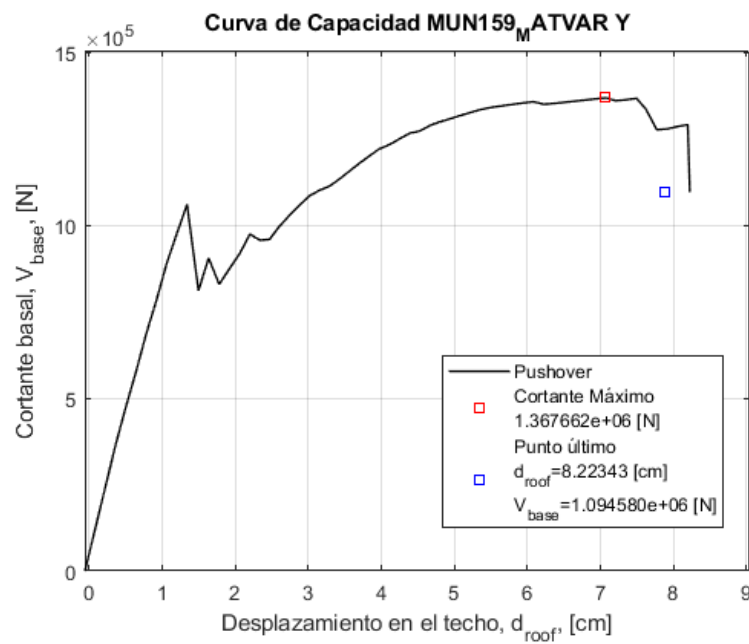


Figura 99. Curva de capacidad del edificio para el eje negativo de las Y. (Fuente: Elaboración propia)

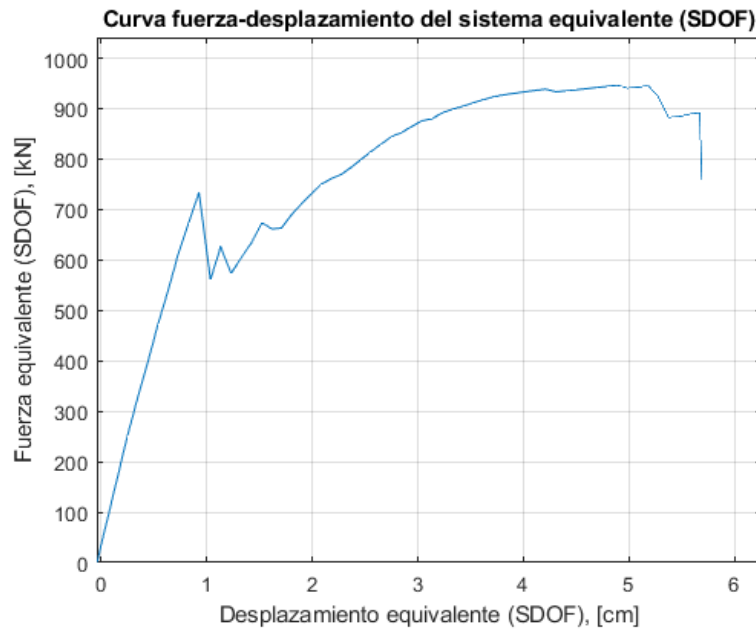


Figura 100. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

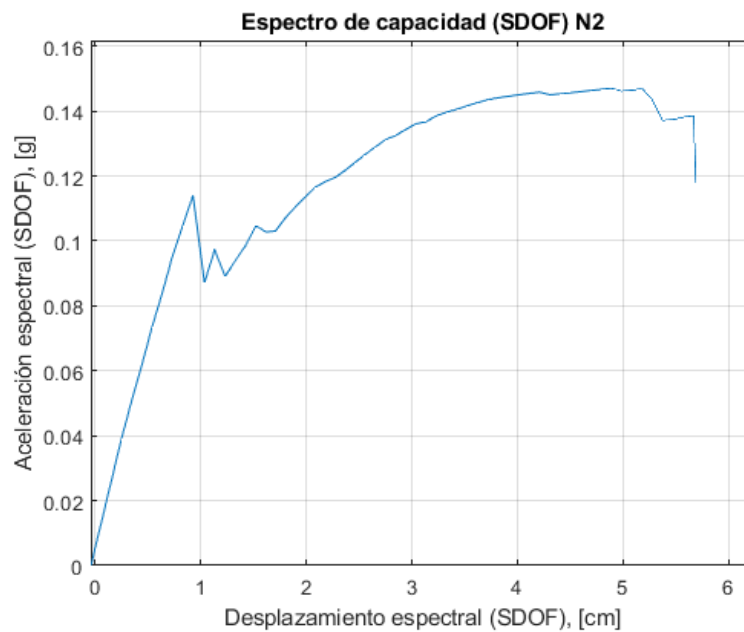


Figura 101. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

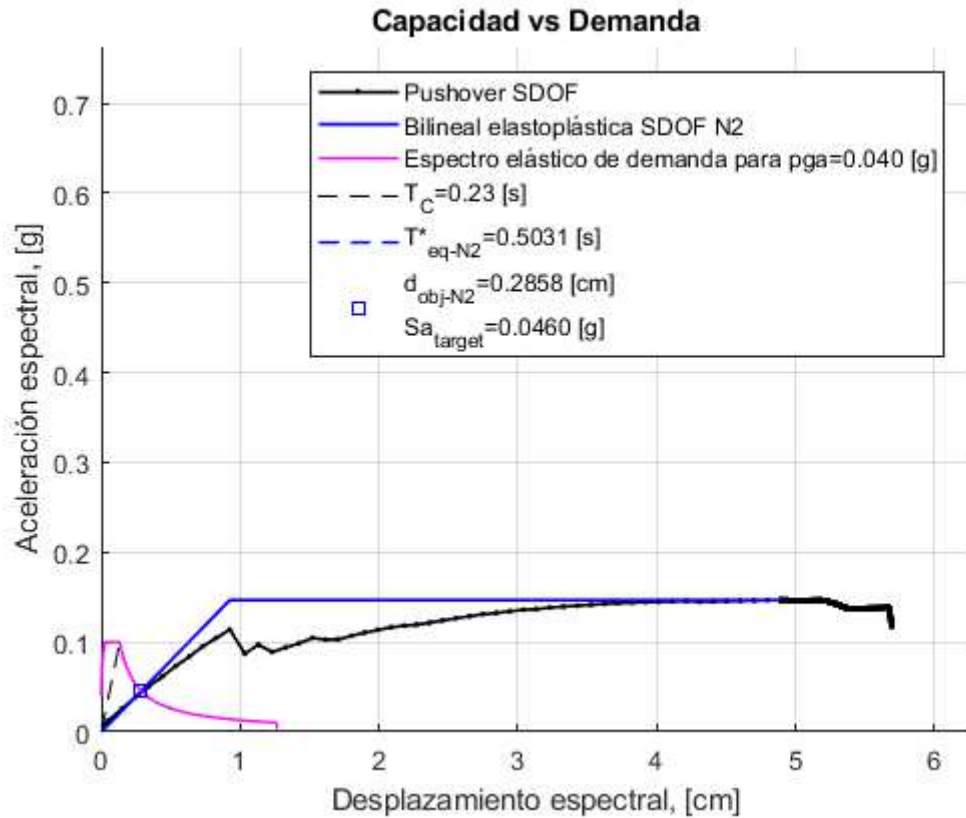


Figura 102. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 0,29 cm.

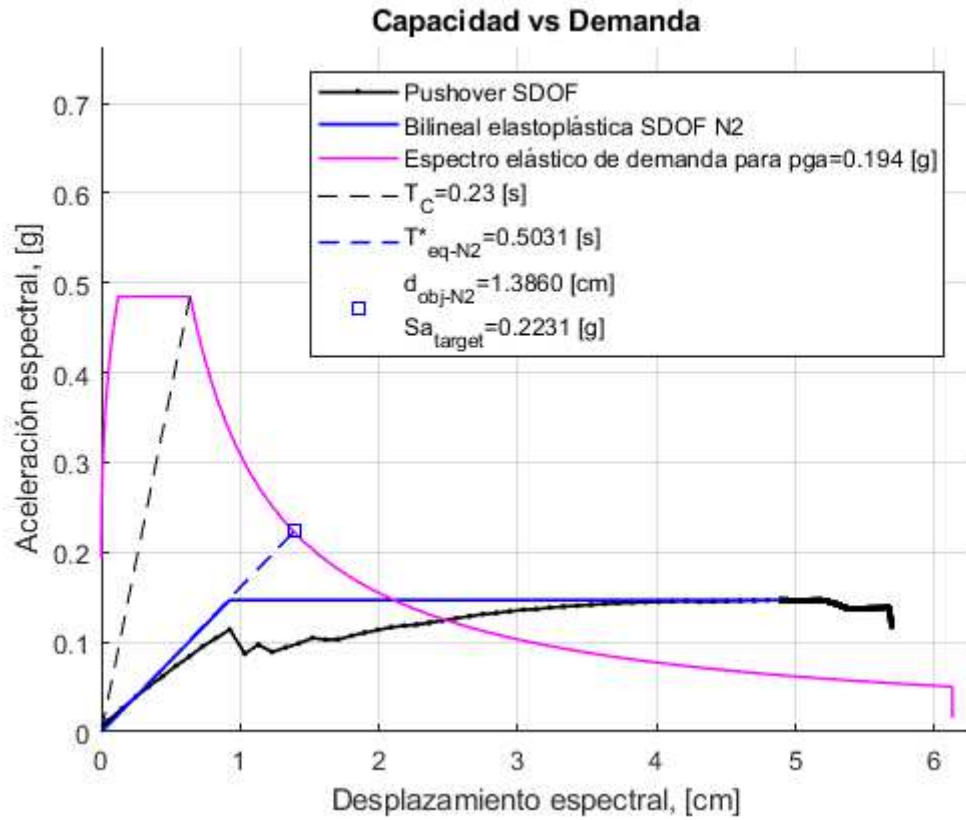


Figura 103. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 1,39 cm.

6.4.5. Análisis 5: Segunda hipótesis eje X POS

En la hipótesis que consideramos constante la calidad de la mampostería para todo el edificio para el eje positivo de las X (para el eje negativo de las X debido a la simetría el análisis sería idéntico).

Mediante TreMuri y Matlab hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

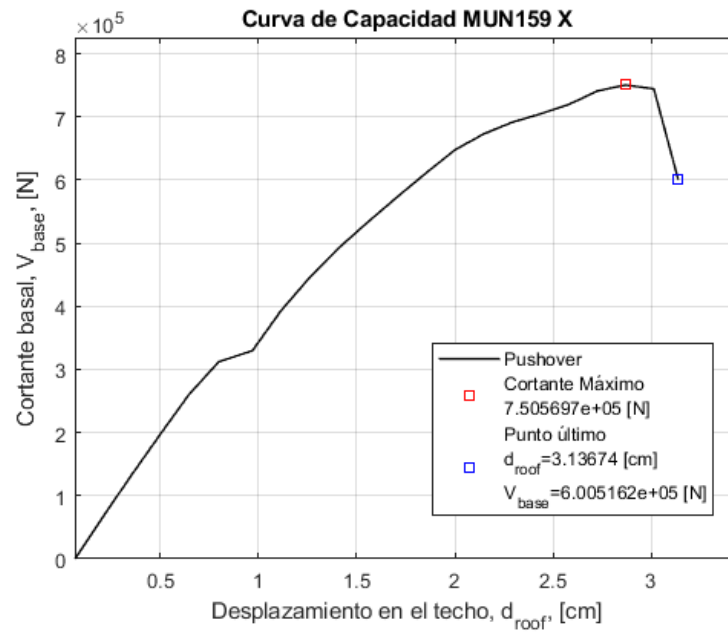


Figura 104. Curva de capacidad del edificio para el eje positivo de las X. (Fuente: Elaboración propia)

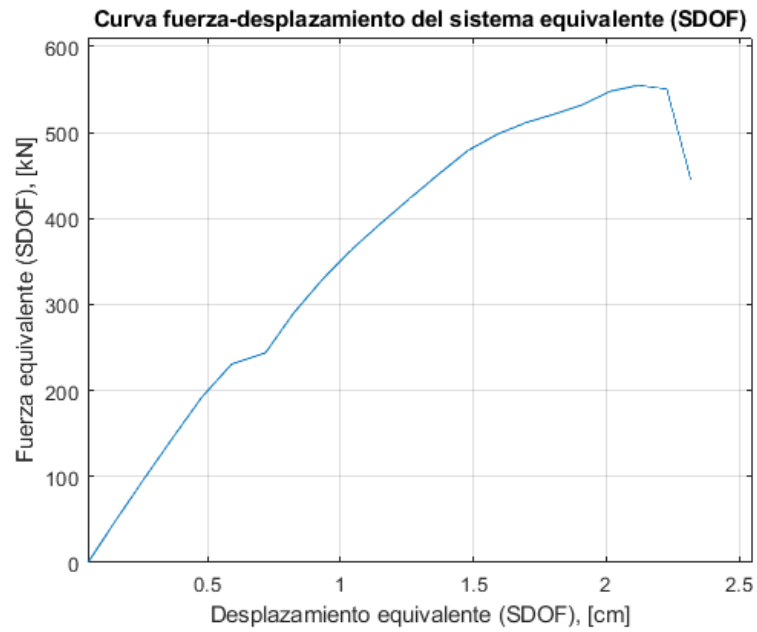


Figura 105. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

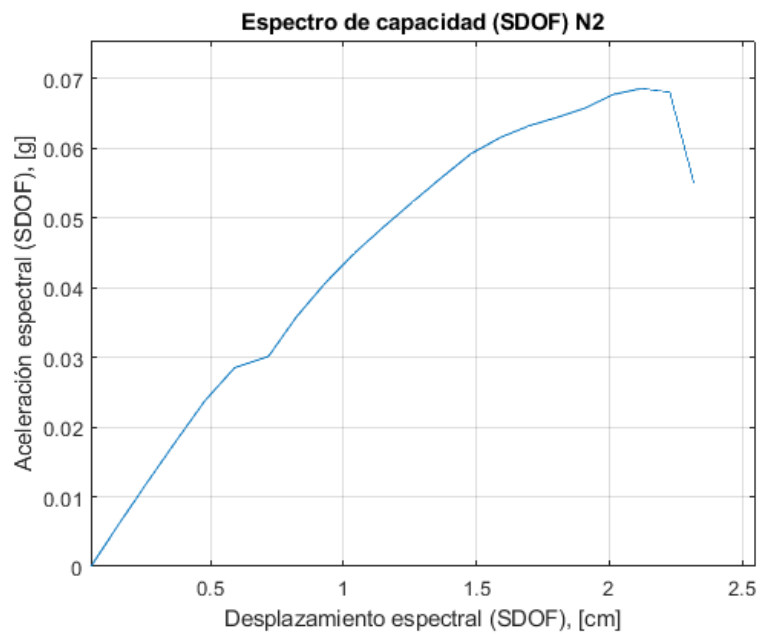


Figura 106. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

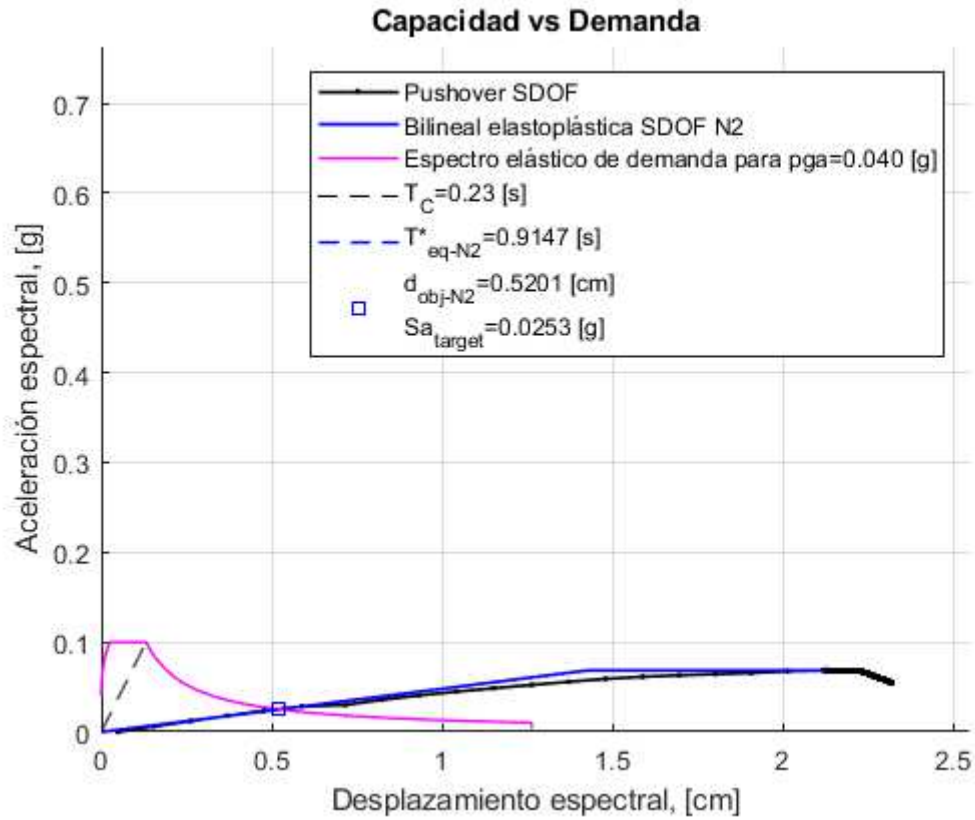


Figura 107. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 0,52 cm.

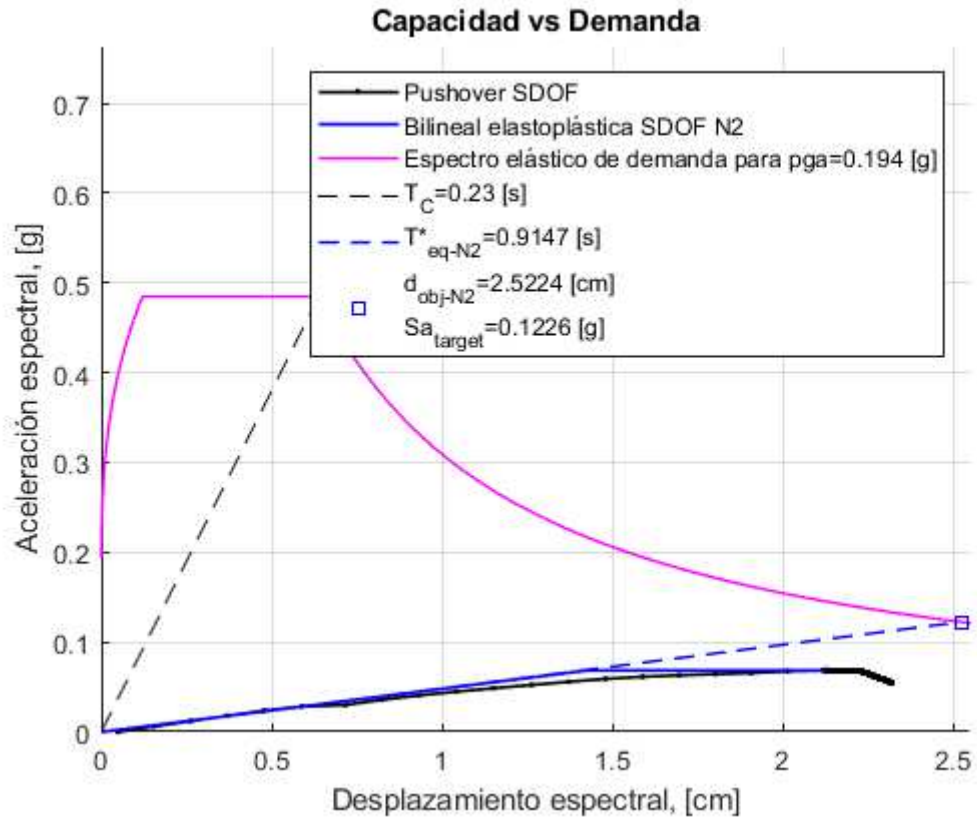


Figura 108. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 2,52 cm.

6.4.6. Análisis 6: Segunda hipótesis eje X NEG

En la hipótesis que consideramos constante la calidad de la mampostería para todo el edificio para el eje positivo de las X (para el eje negativo de las X debido a la simetría el análisis sería idéntico).

Mediante TreMuri y Matlab hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

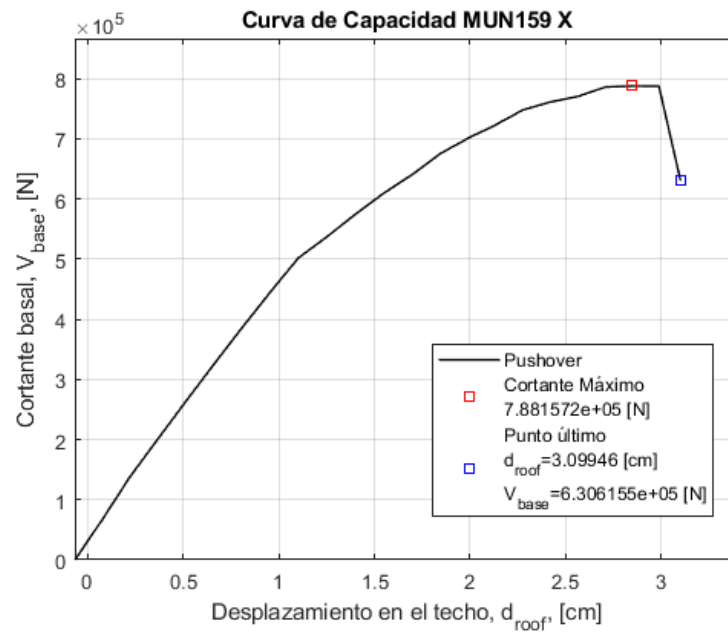


Figura 109. Curva de capacidad del edificio para el eje negativo de las X. (Fuente: Elaboración propia)

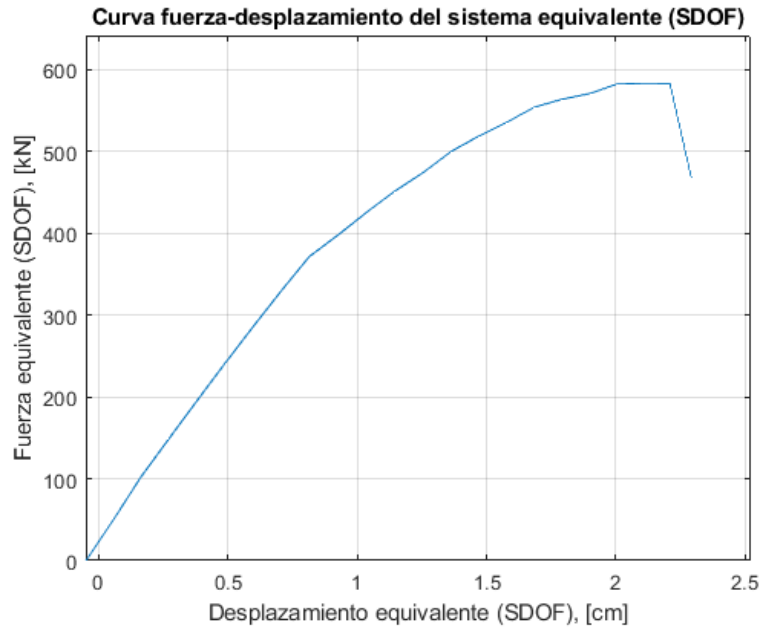


Figura 110. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

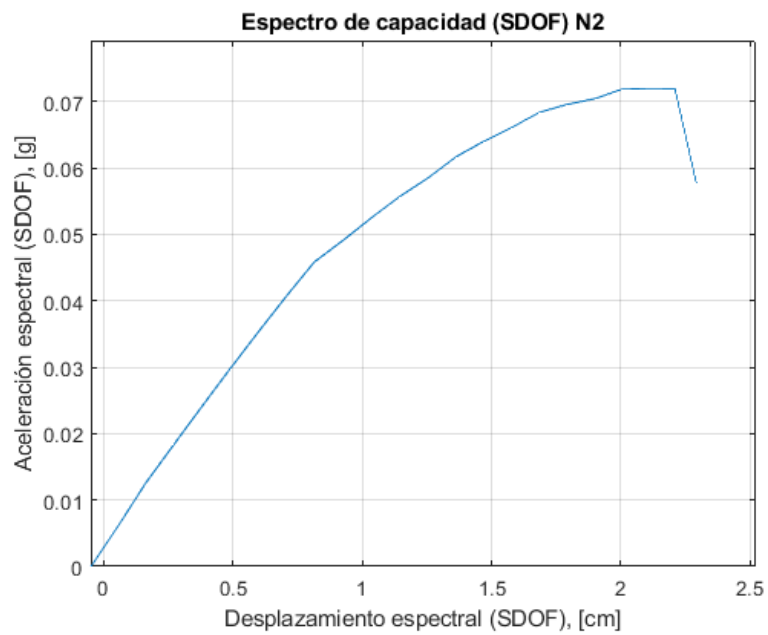


Figura 111. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

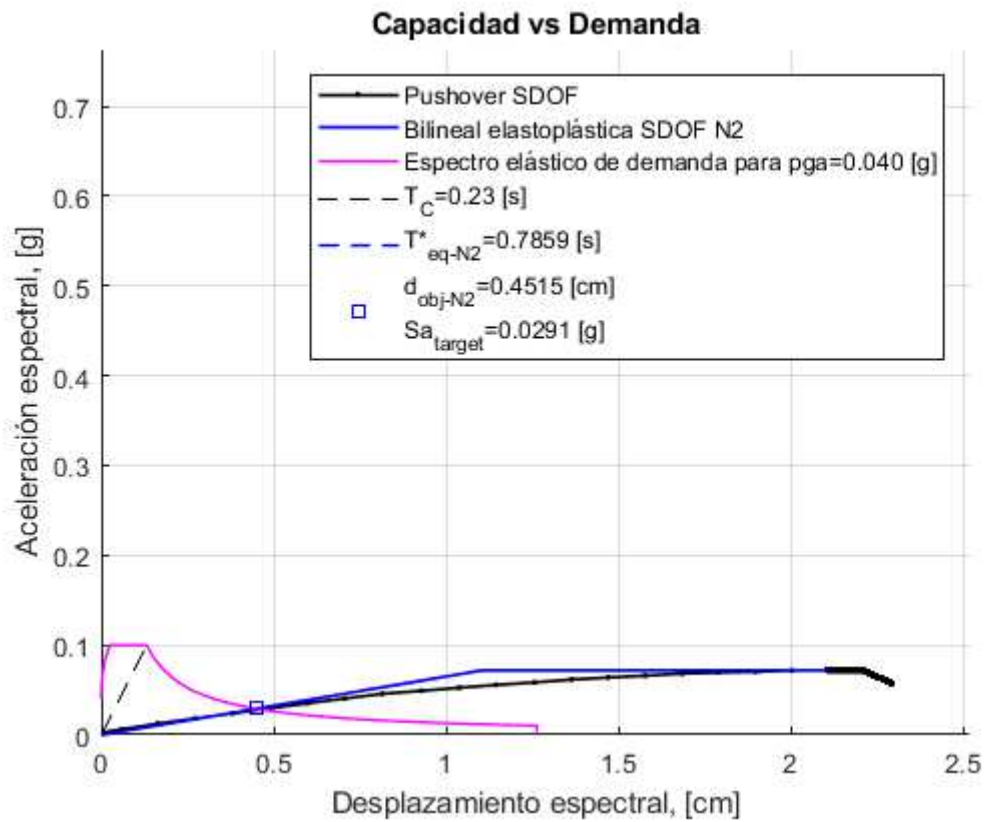


Figura 112. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 0,45cm.

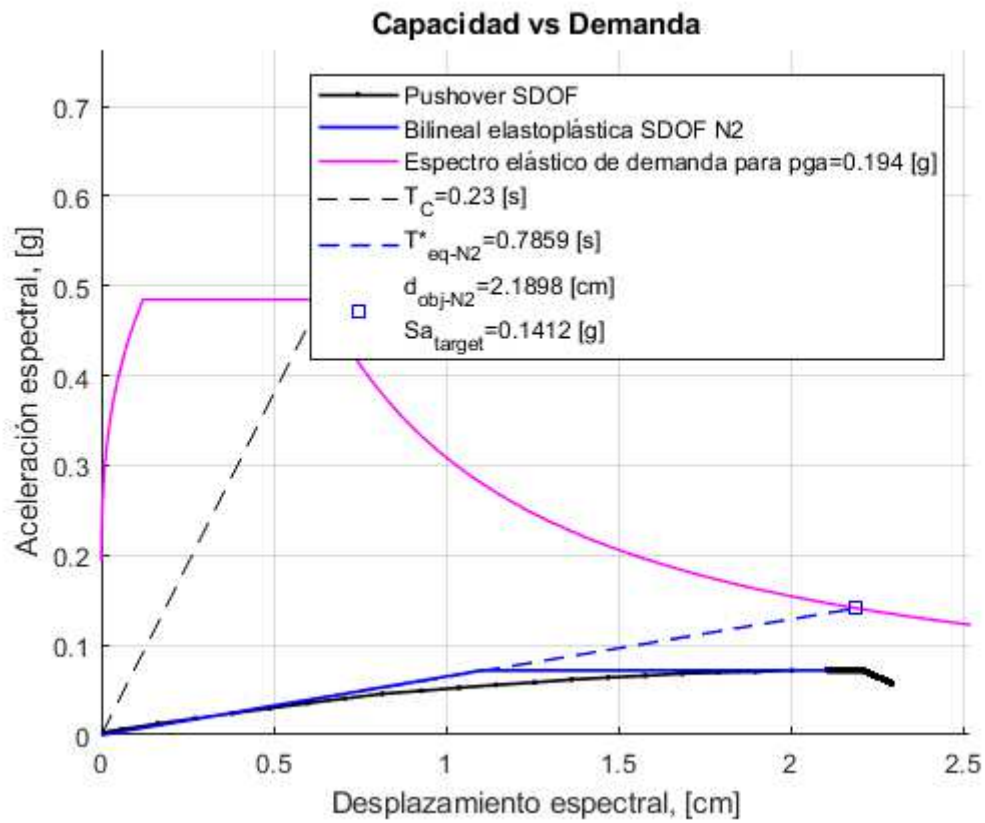


Figura 113. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 2,19 cm.

6.4.7. Análisis 7: Segunda hipótesis eje Y POS

En la hipótesis que consideramos constante la calidad de la mampostería para todo el edificio para el eje positivo de las Y.

Mediante TreMuri y Matlab hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

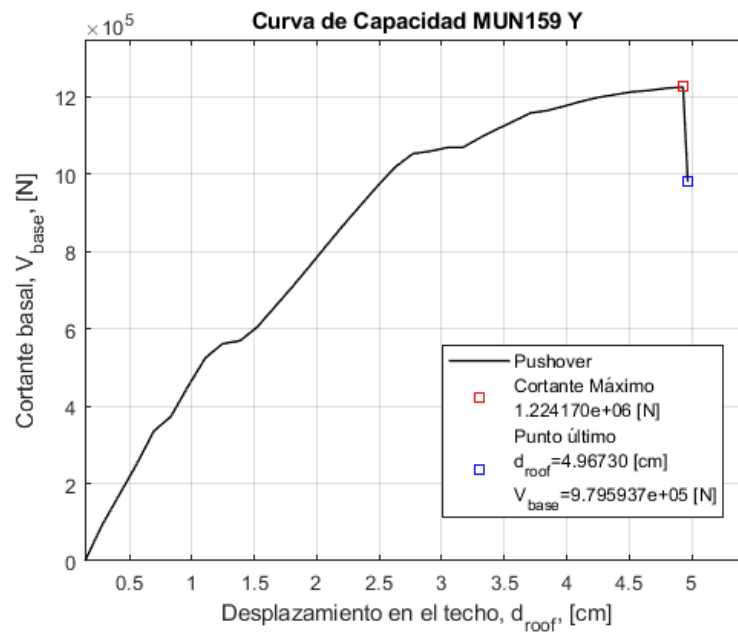


Figura 114. Curva de capacidad del edificio para el eje positivo de las Y. (Fuente: Elaboración propia)

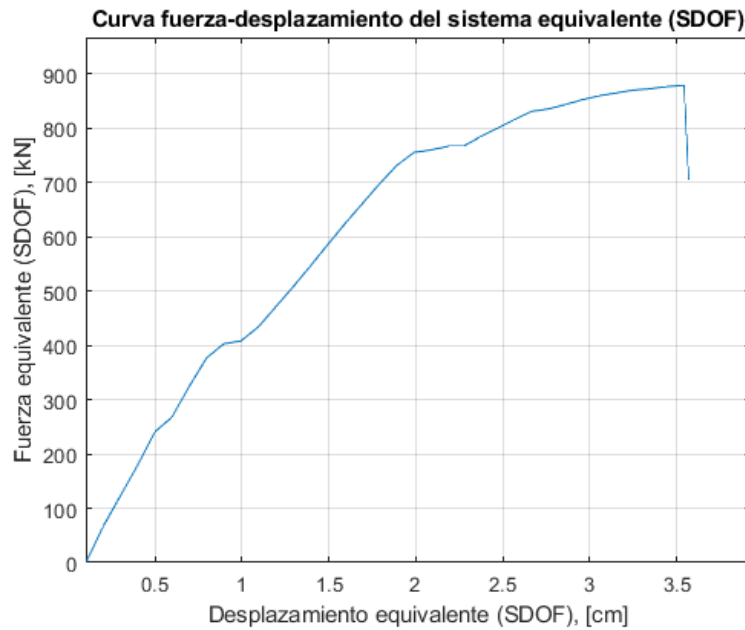


Figura 115. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

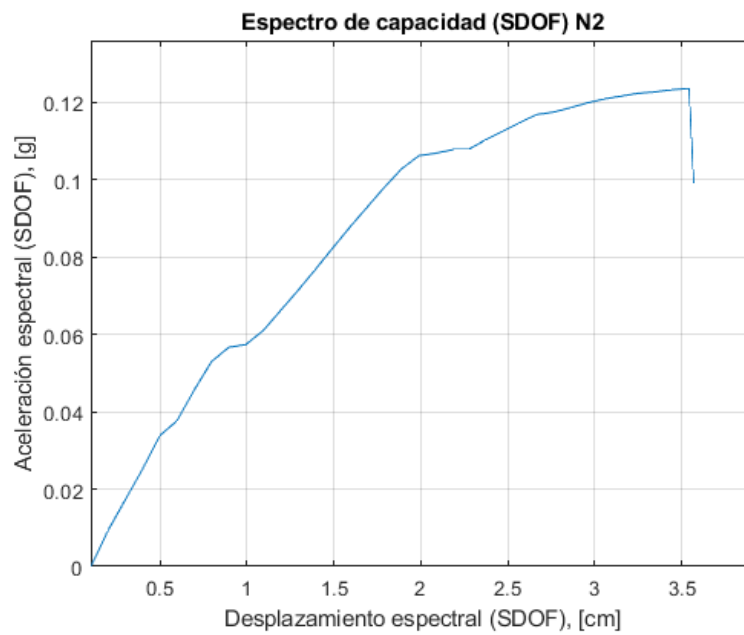


Figura 116. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

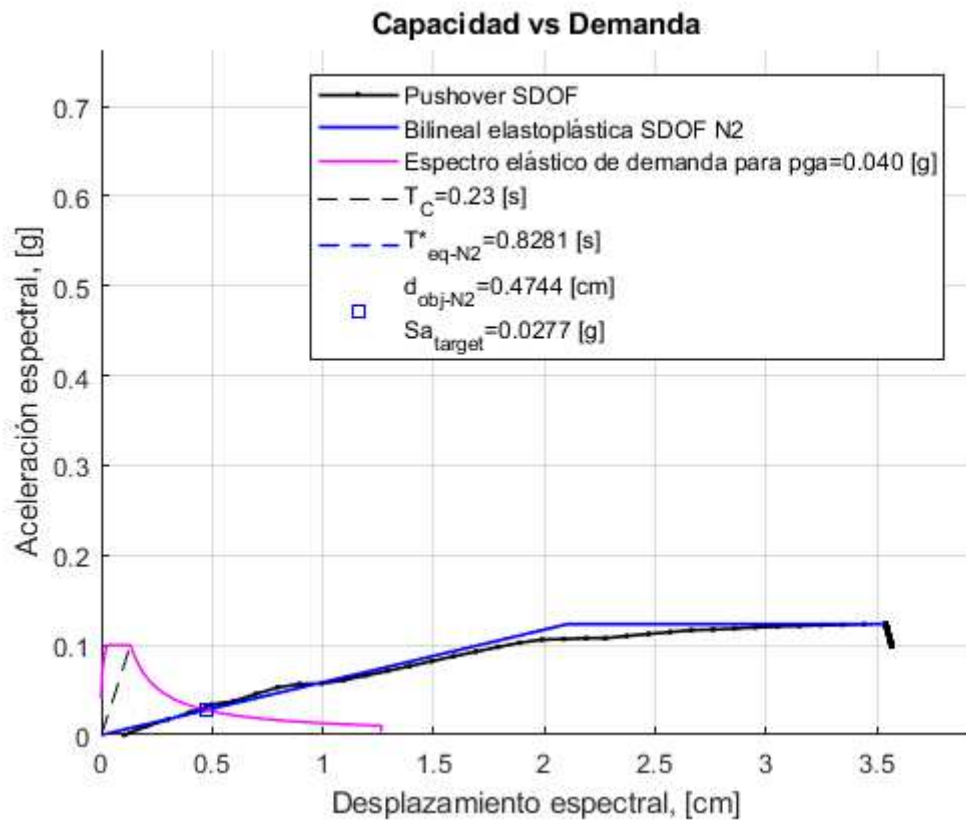


Figura 117. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 0,47 cm.

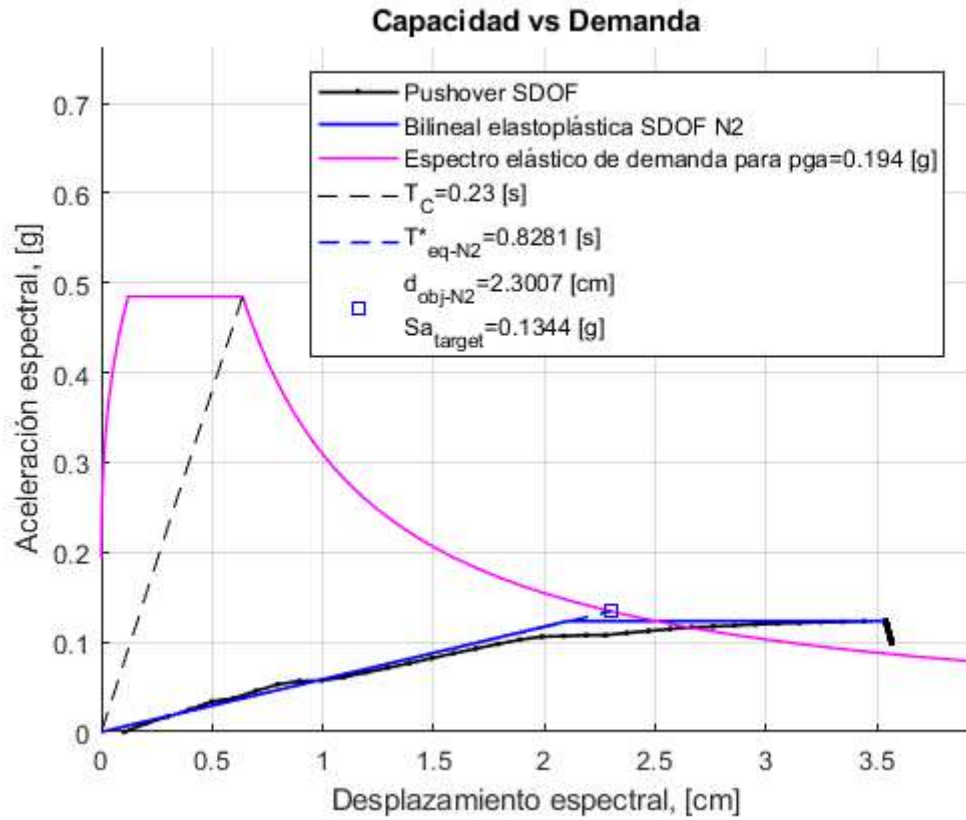


Figura 118. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 2,30 cm.

6.4.8. Análisis 8: Segunda hipótesis eje Y NEG

En la hipótesis que consideramos constante la calidad de la mampostería para todo el edificio para el eje negativo de las Y.

Mediante TreMuri y Matlab hemos obtenido la curva de capacidad del edificio Mun159.

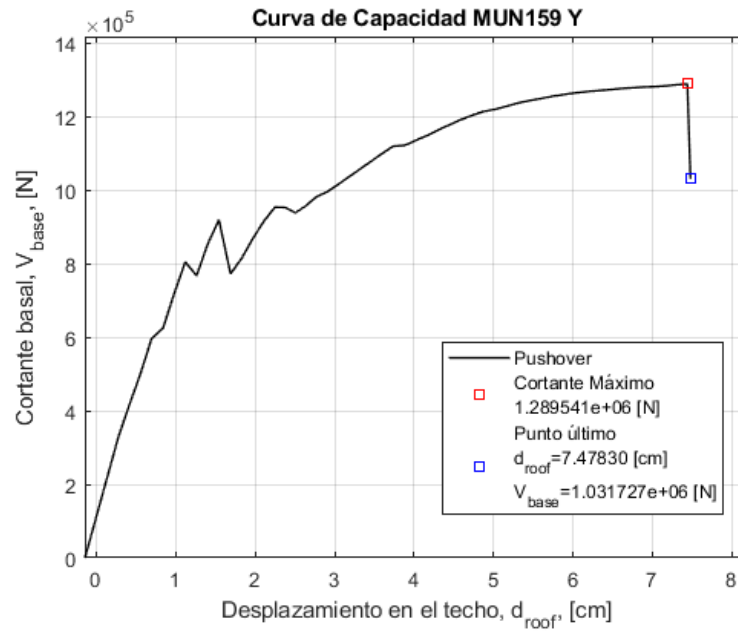


Figura 119. Curva de capacidad del edificio para el eje negativo de las Y. (Fuente: Elaboración propia)

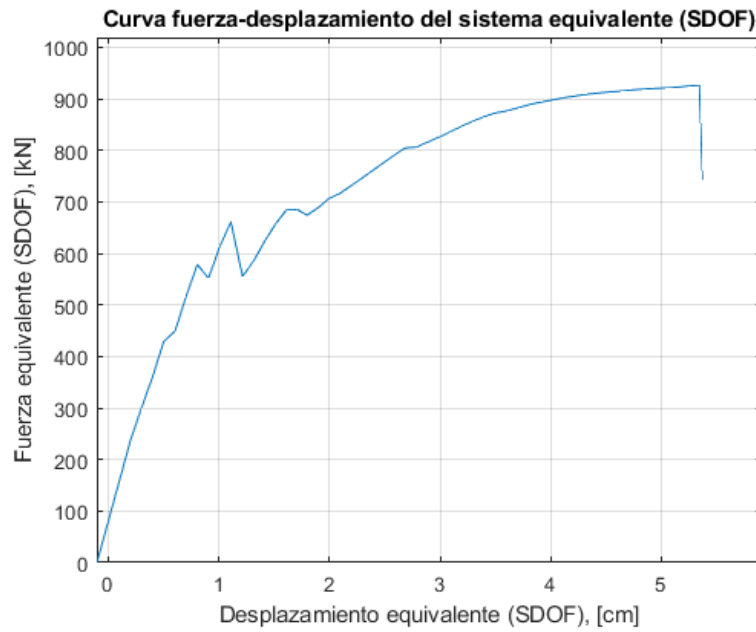


Figura 120. Curva de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

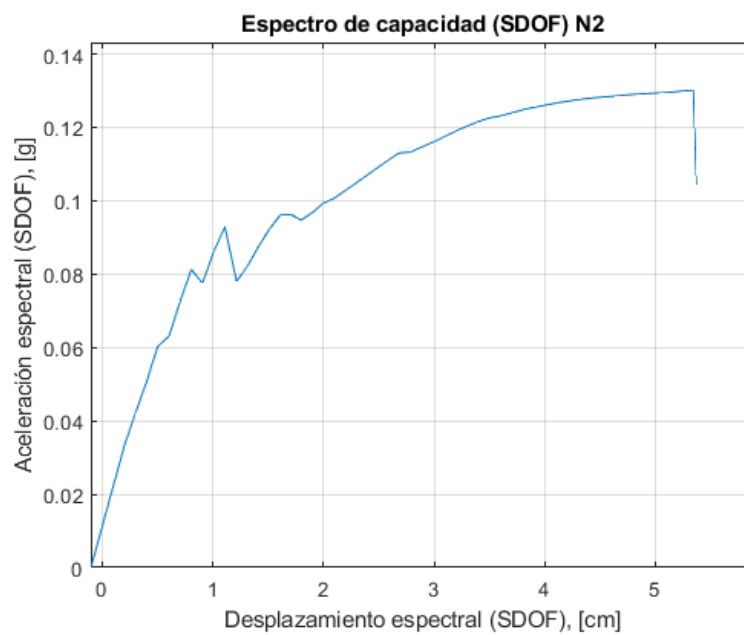


Figura 121. Espectro de capacidad del sistema SDOF equivalente. (Fuente: Elaboración propia)

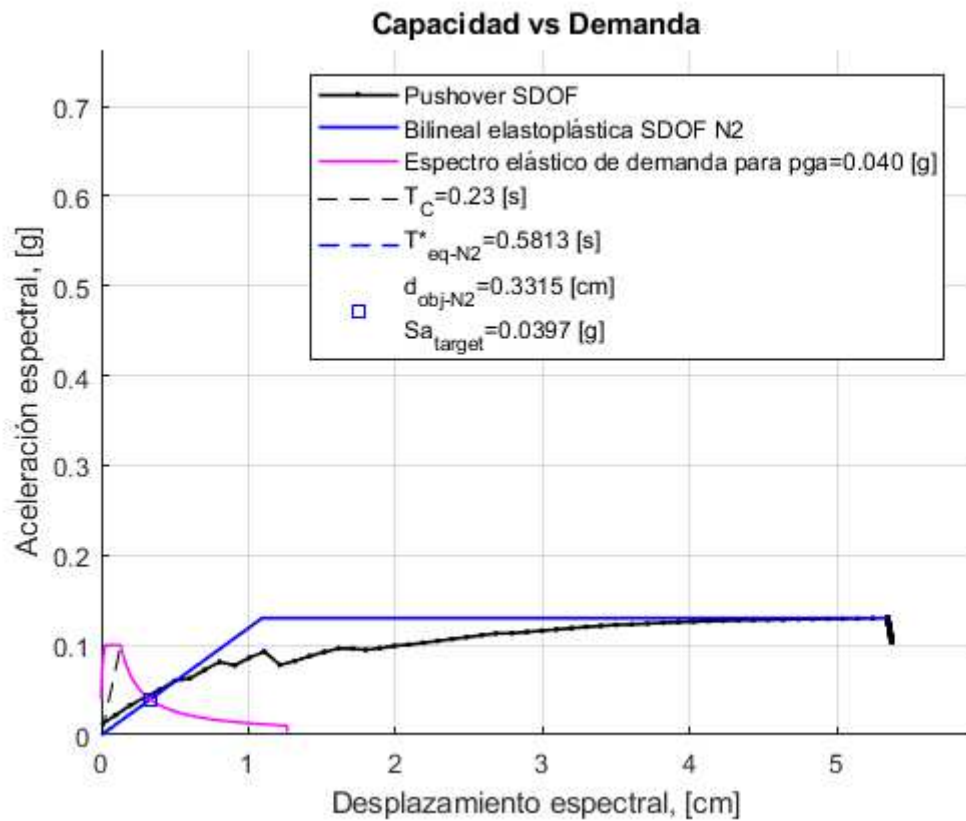


Figura 122. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 0,33 cm.

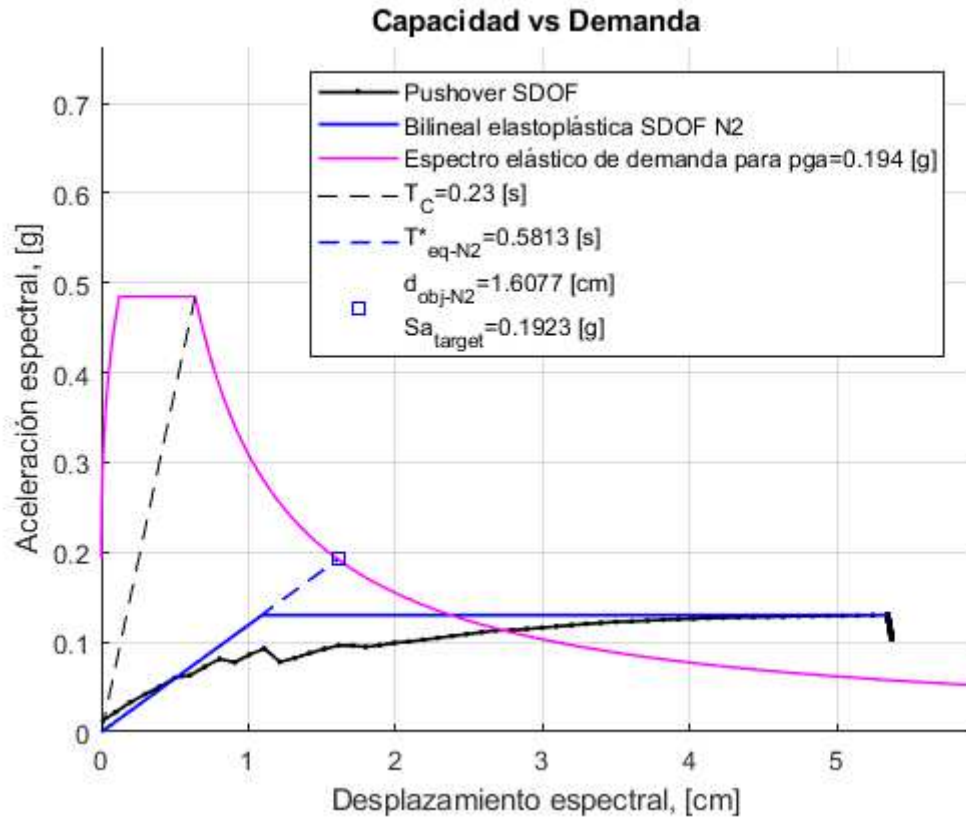


Figura 123. Capacidad frente a demanda. (Fuente: Elaboración propia)

El desplazamiento espectral en el punto de desempeño es aproximadamente 1,61 cm.

6.5. Fragilidad

Mediante MATLAB procederemos a representar las curvas de fragilidad para cada uno de los análisis.

6.5.1. Análisis 1: Primera hipótesis eje X POS

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,04g era 0,41 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,194g era 2 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 1,18$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 2,55$ cm.

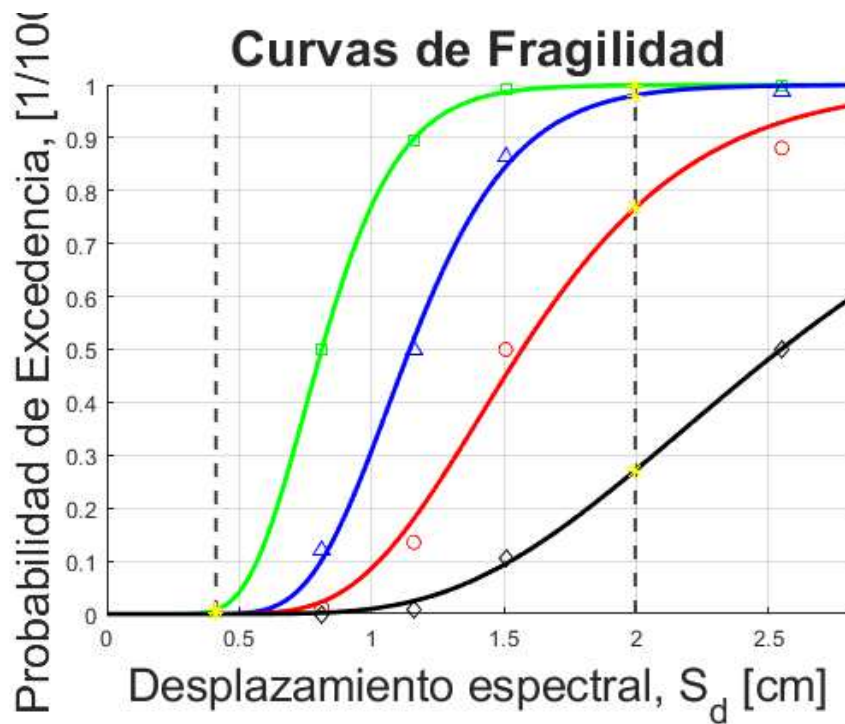


Figura 124. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

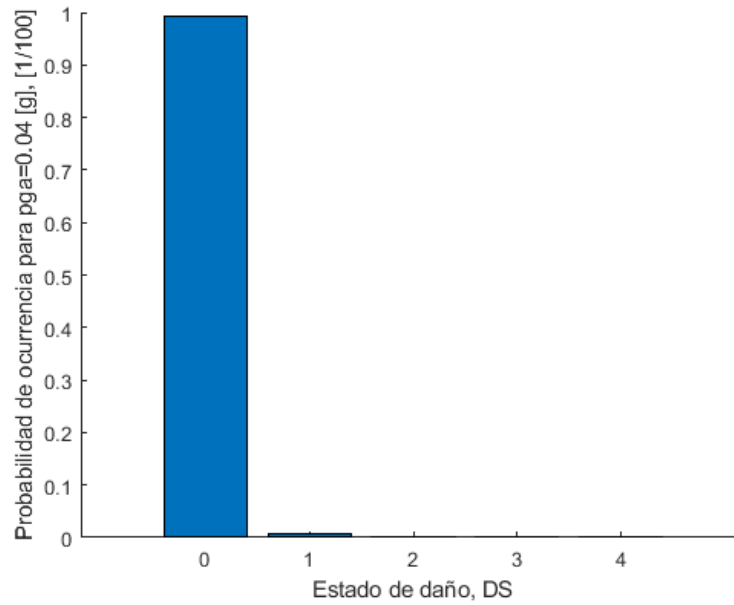


Figura 125. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

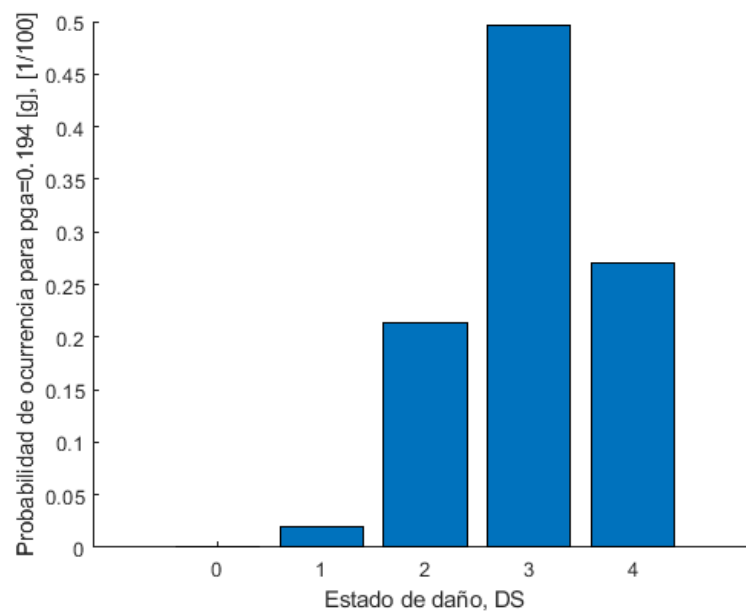


Figura 126. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

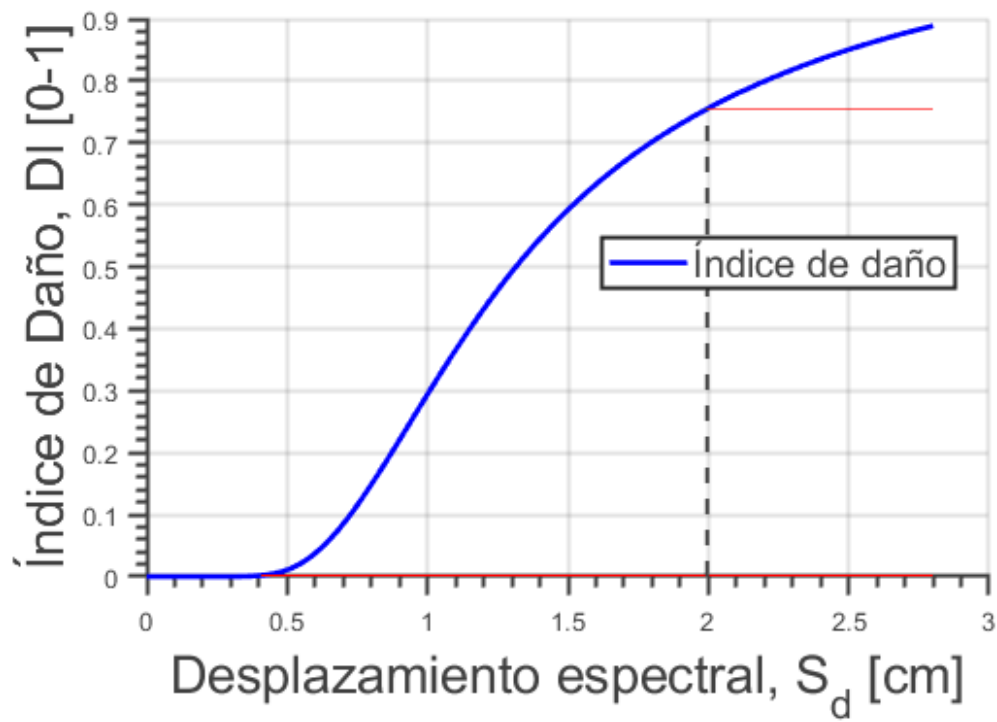


Figura 127. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

6.5.2. Análisis 2: Primera hipótesis eje X NEG

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,04g era 0,41 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,194g era 2 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 1,25$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 2,52$ cm.

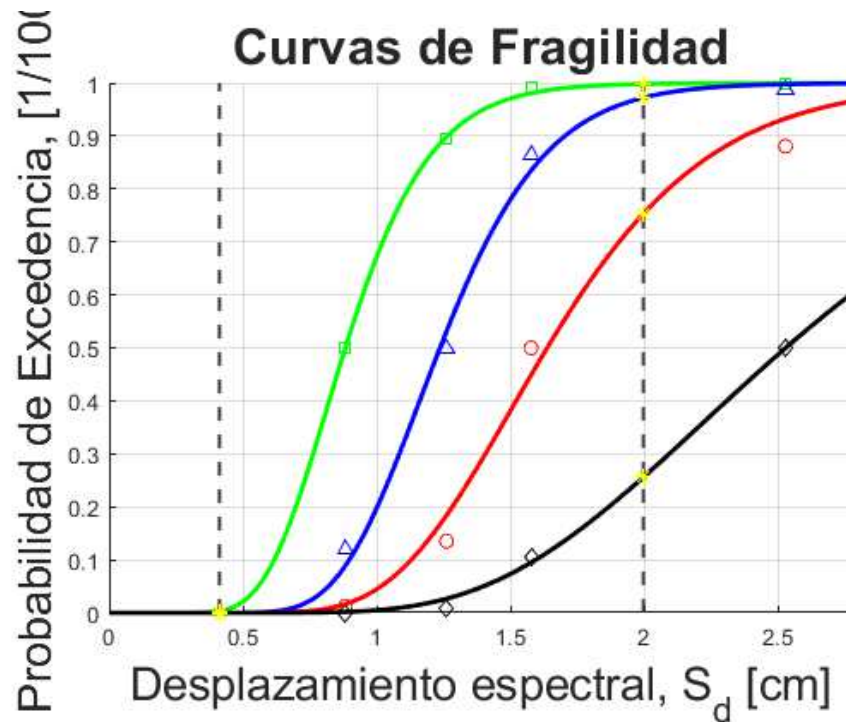


Figura 128. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

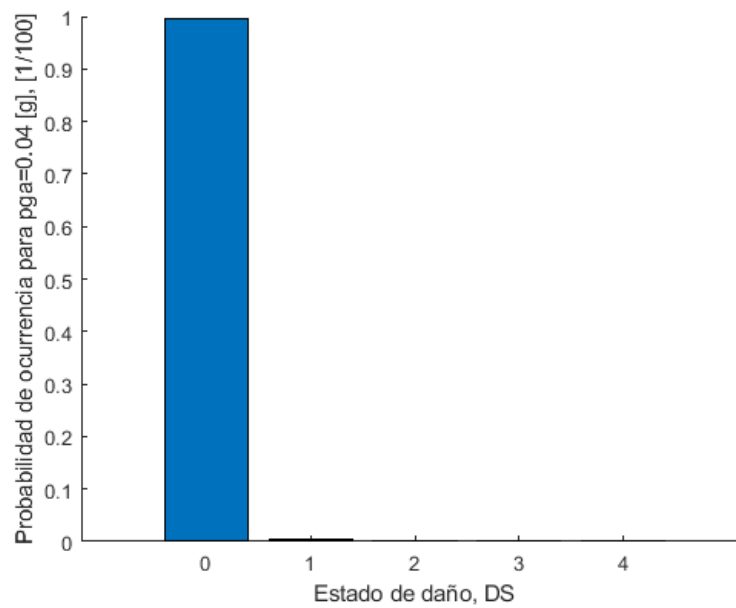


Figura 129. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

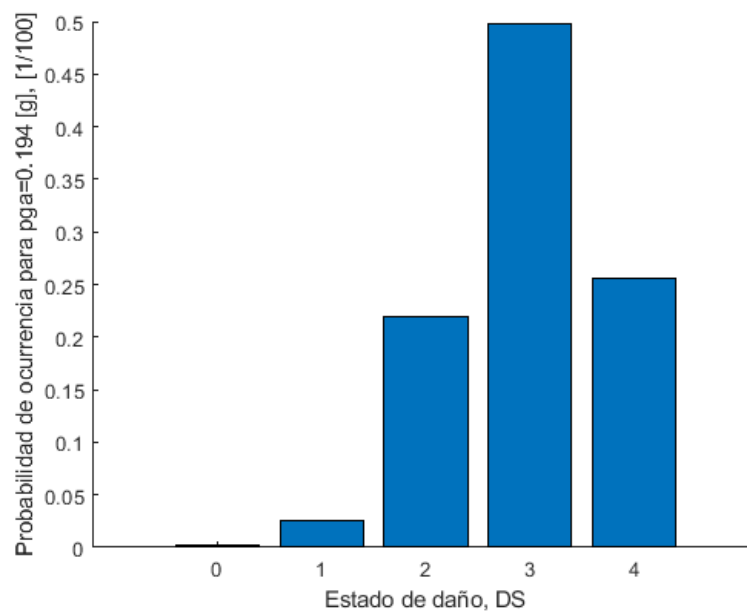


Figura 130. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

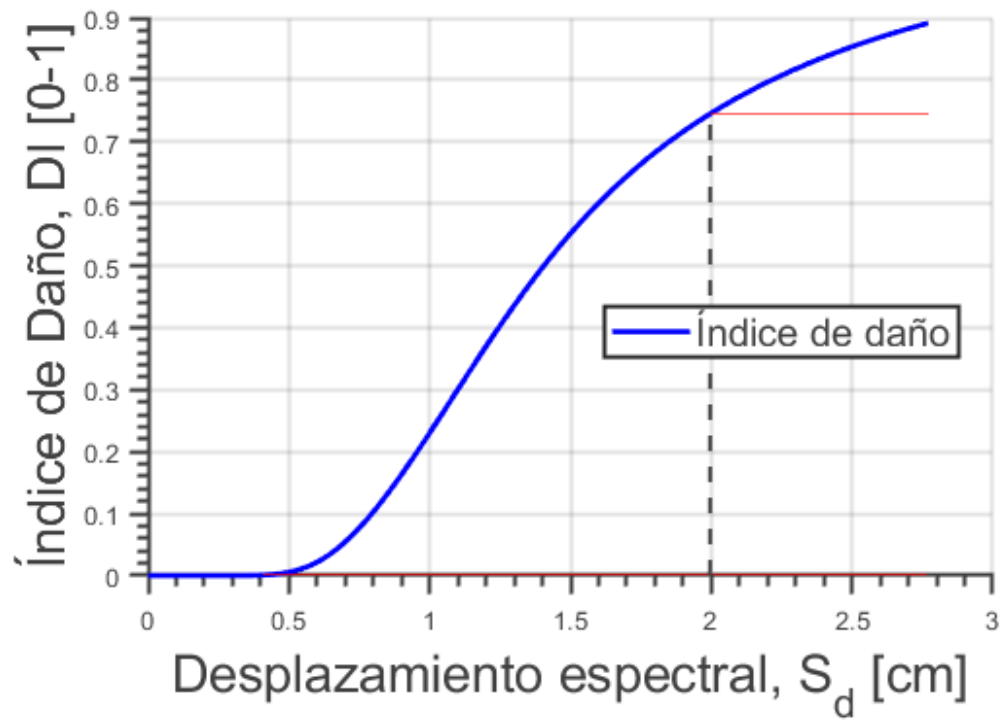


Figura 131. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

6.5.3. Análisis 3: Primera hipótesis eje Y POS

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,04g era 0,41 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,194g era 2 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 1,75$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 3,40$ cm.

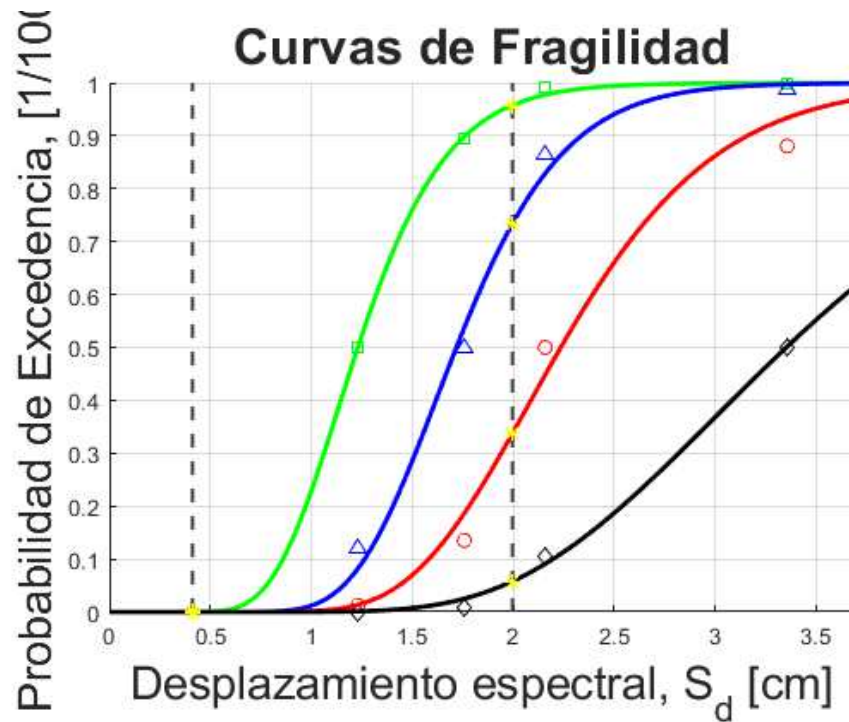


Figura 132. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

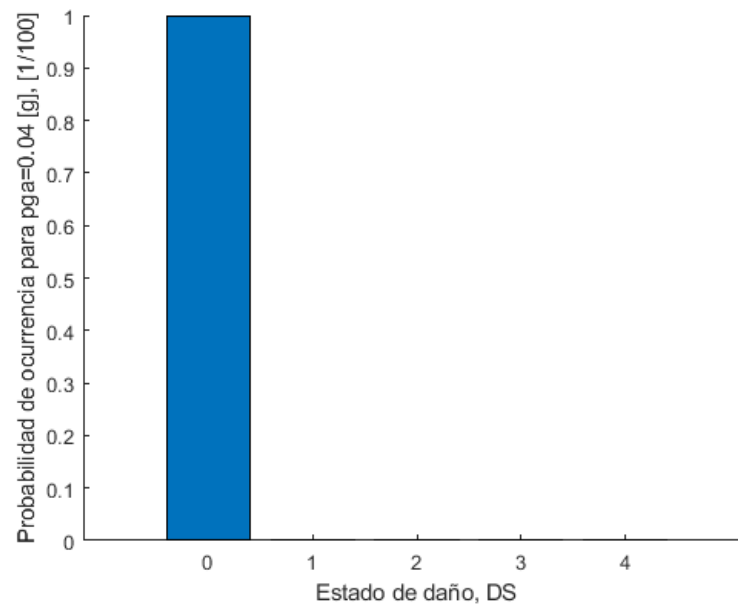


Figura 133. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

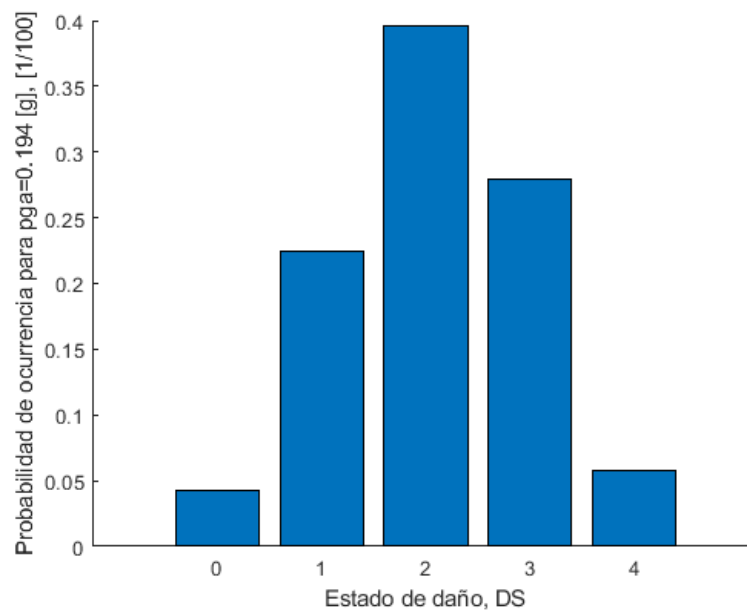


Figura 134. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

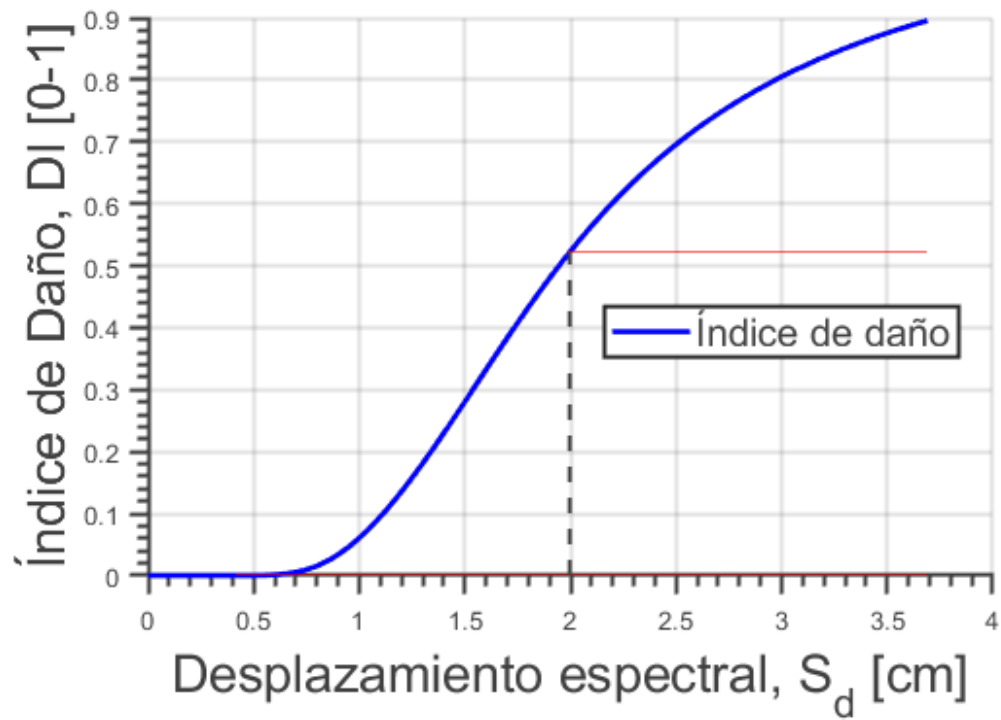


Figura 135. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

6.5.4. Análisis 4: Primera hipótesis eje Y NEG

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,04g era 0,29 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,194g era 1,39 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 2,20$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 3,51$ cm.

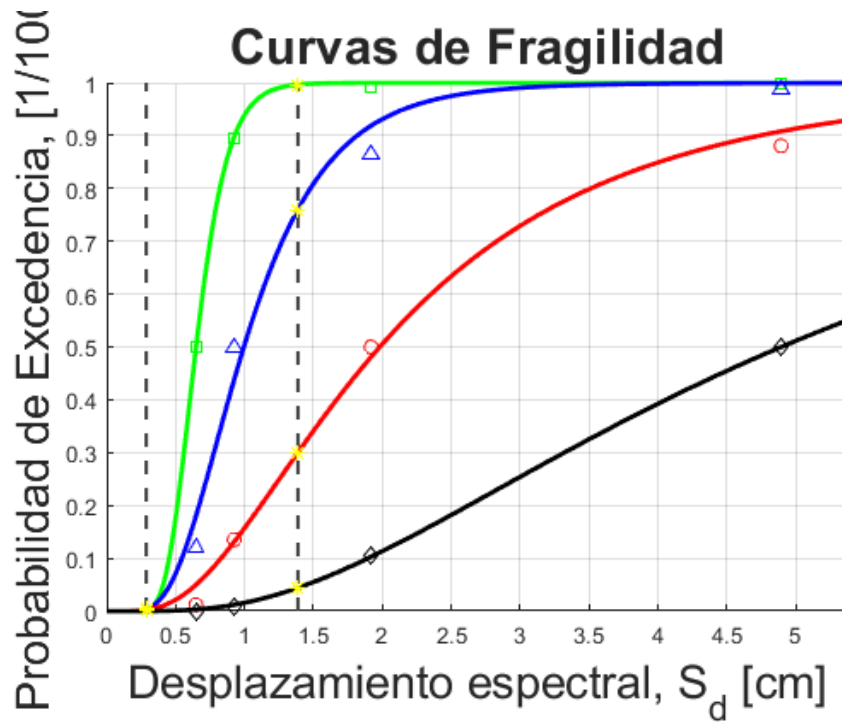


Figura 136. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

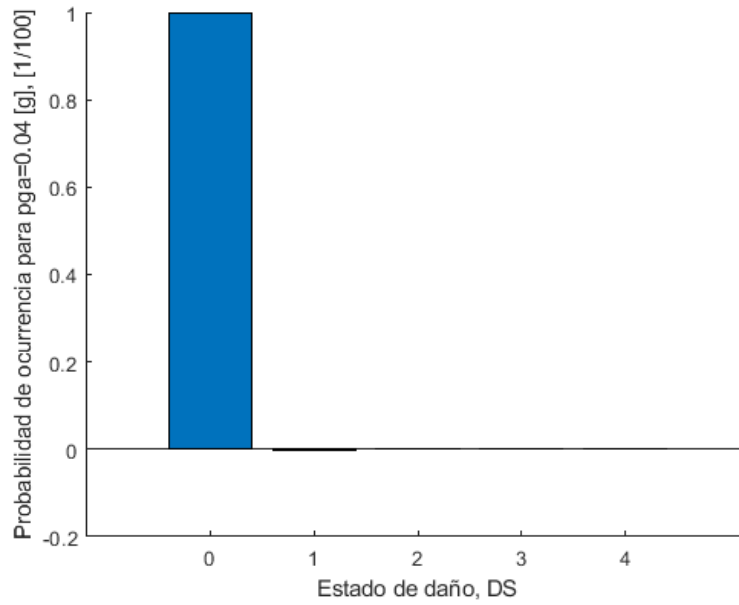


Figura 137. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

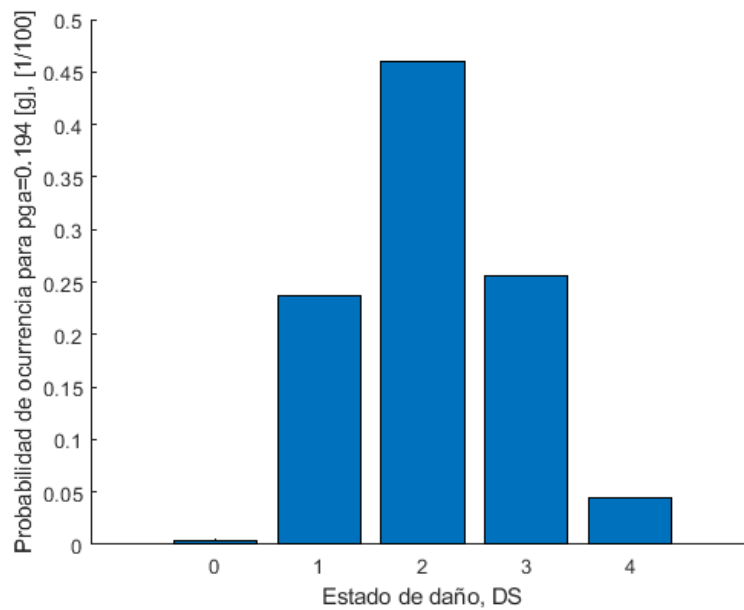


Figura 138. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

de daño para cada desplazamiento espe

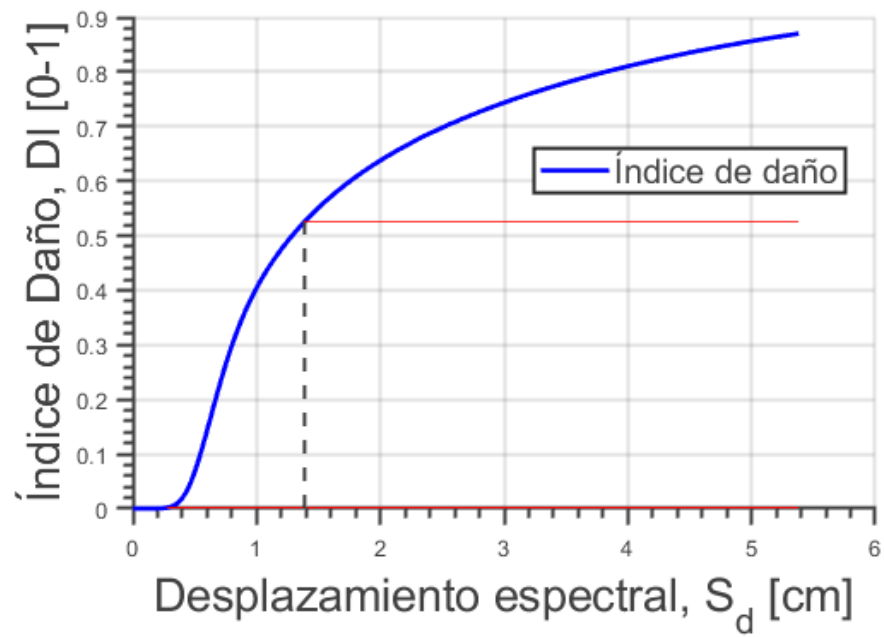


Figura 139. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

6.5.5. Análisis 5: Segunda hipótesis eje X POS

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un p_g de 0,04g era 0,52 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un p_g de 0,194g era 2,52 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 1,41$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 2,13$ cm.

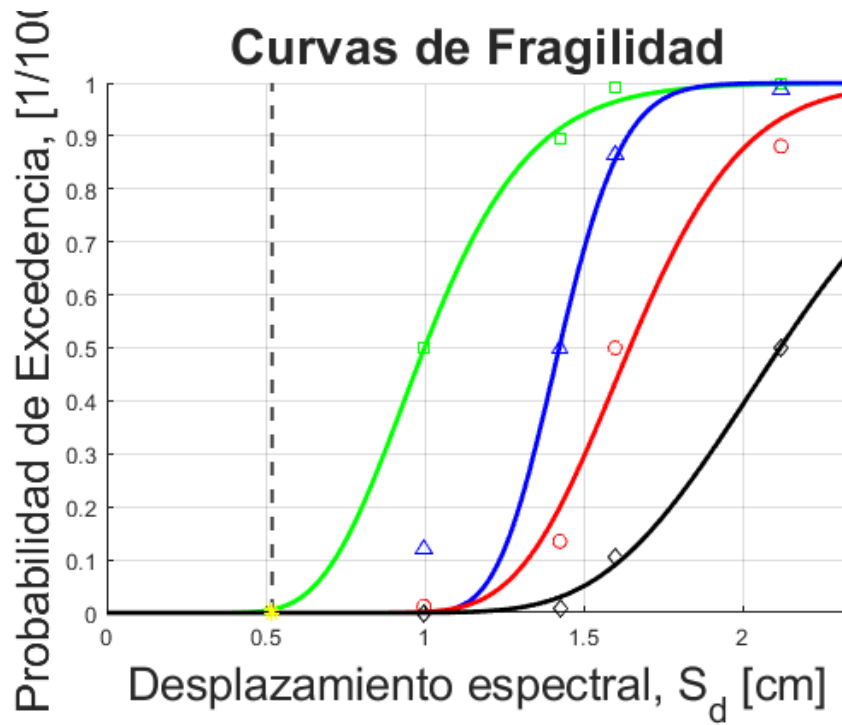


Figura 140. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

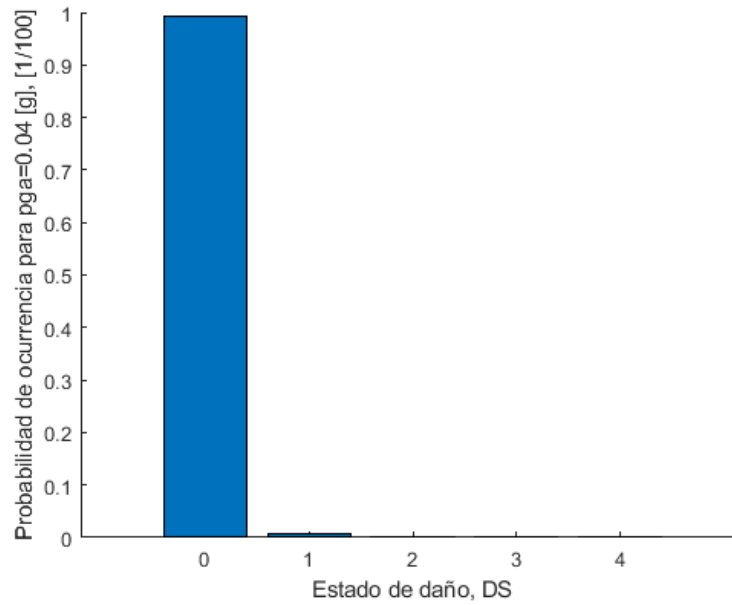


Figura 141. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

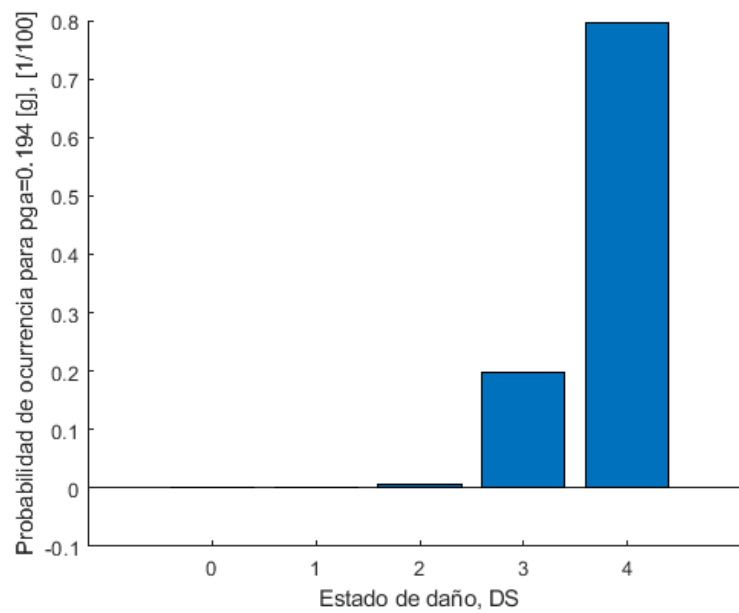


Figura 142. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

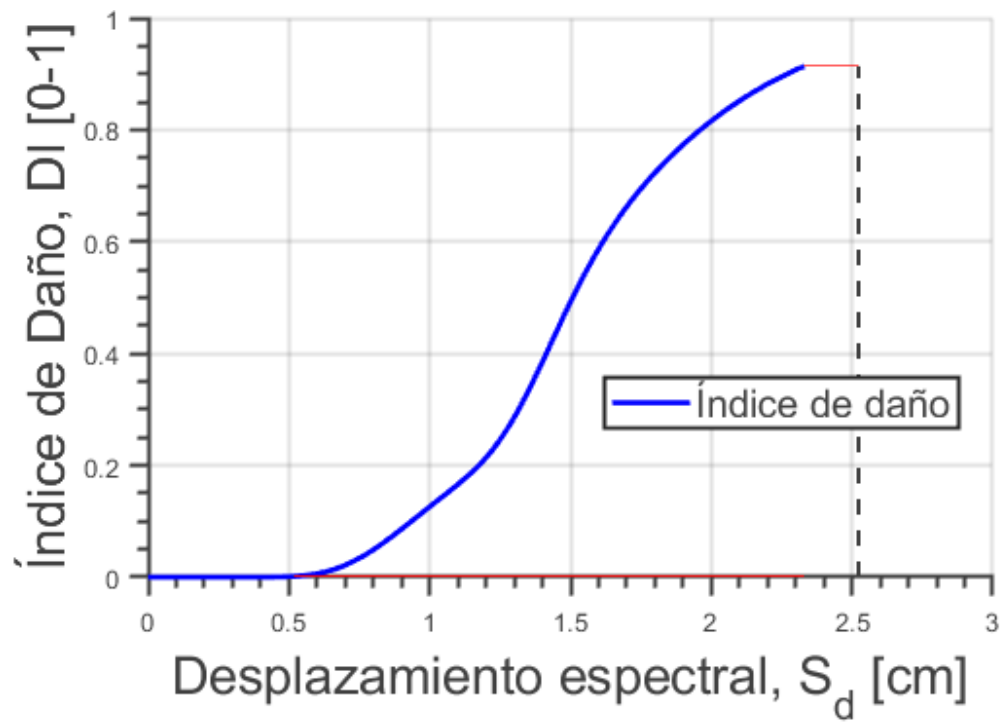


Figura 143. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

6.5.6. Análisis 6: Segunda hipótesis eje X NEG

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,04g era 0,45 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,194g era 2,19 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 1,17$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 2,09$ cm

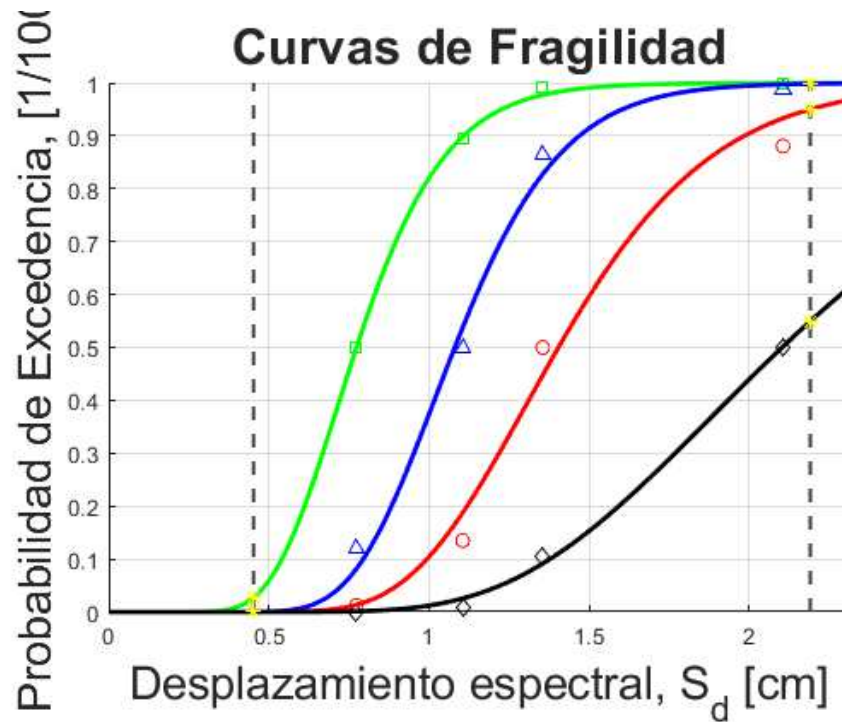


Figura 144. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

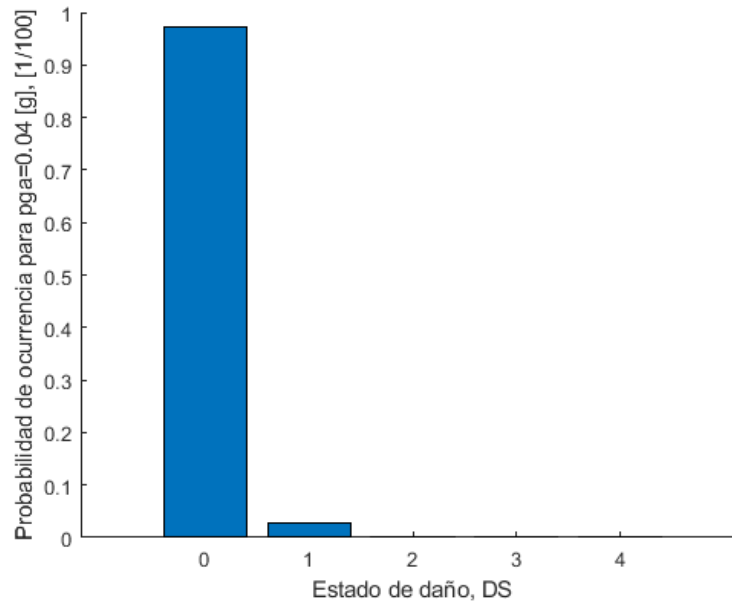


Figura 145. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

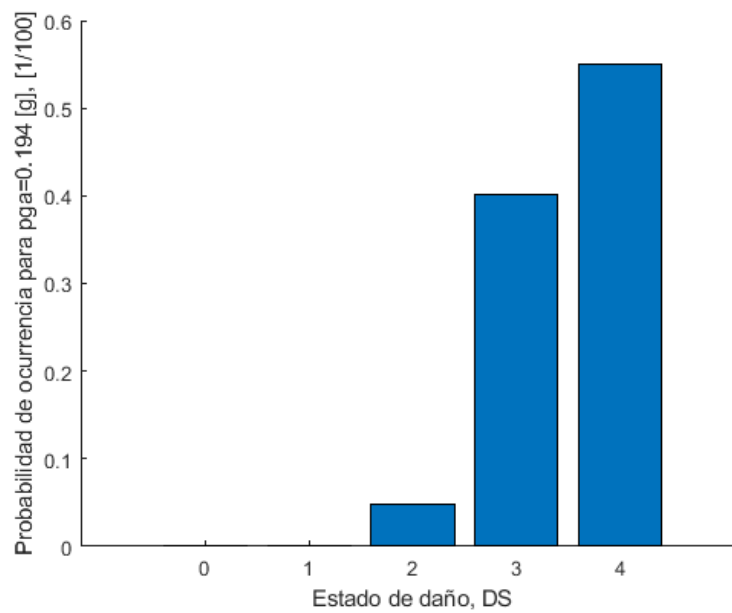


Figura 146. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

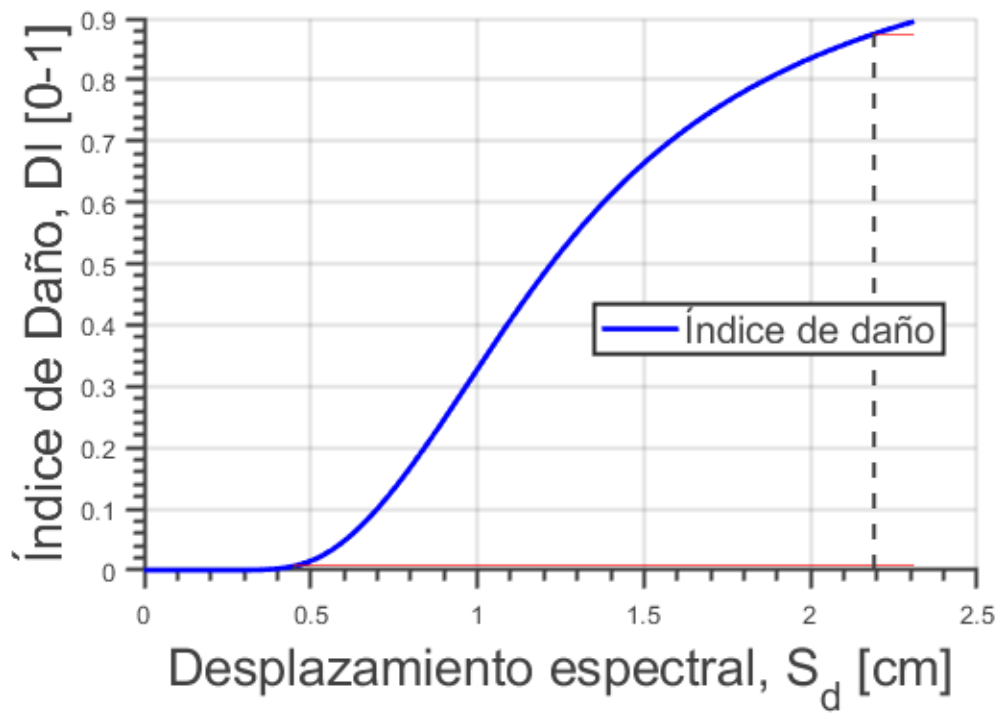


Figura 147. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

6.5.7. Análisis 7: Segunda hipótesis eje Y POS

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,04g era 0,47 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,194g era 2,30 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 2,10$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 3,51$ cm.

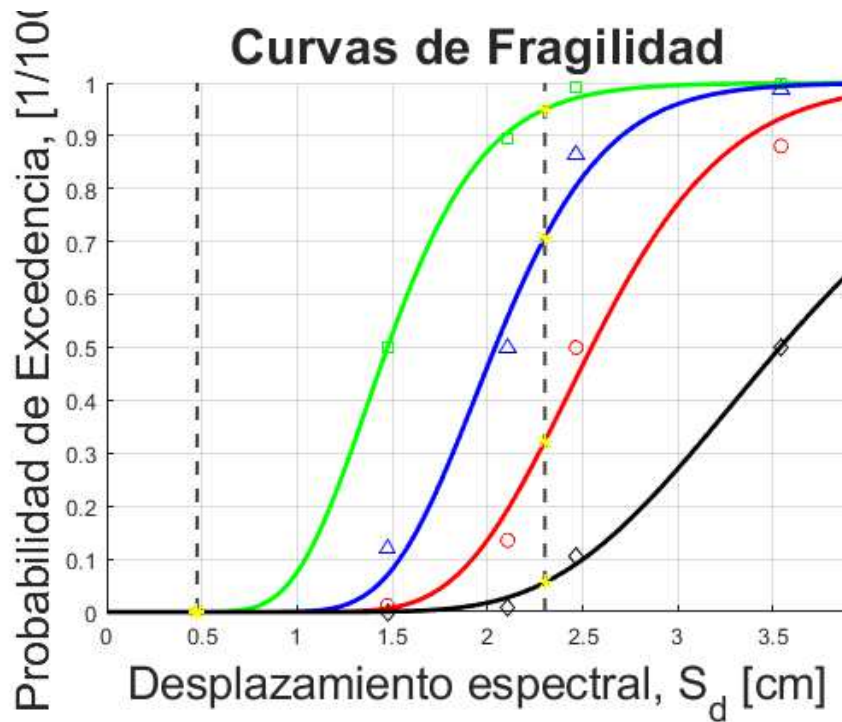


Figura 148. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

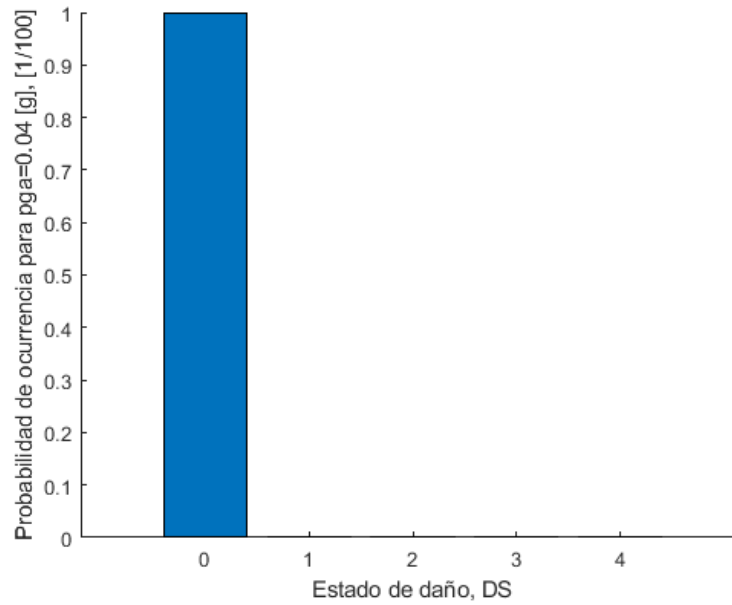


Figura 149. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

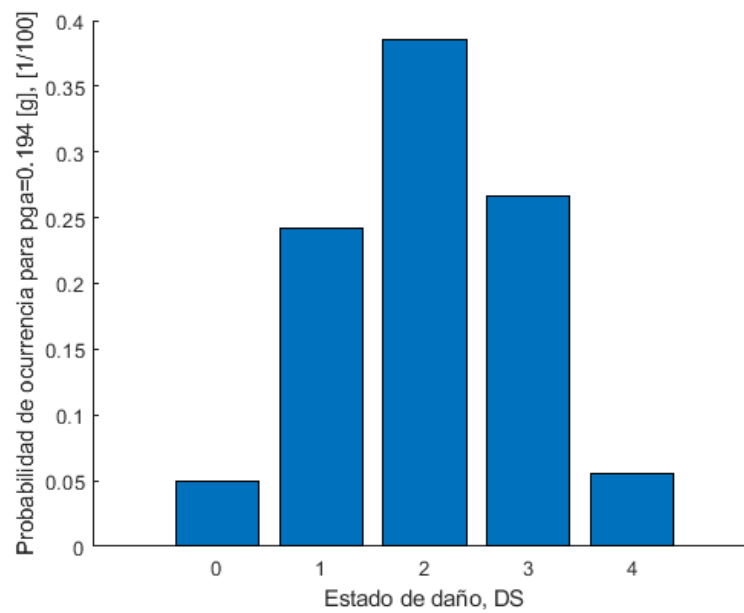


Figura 150. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

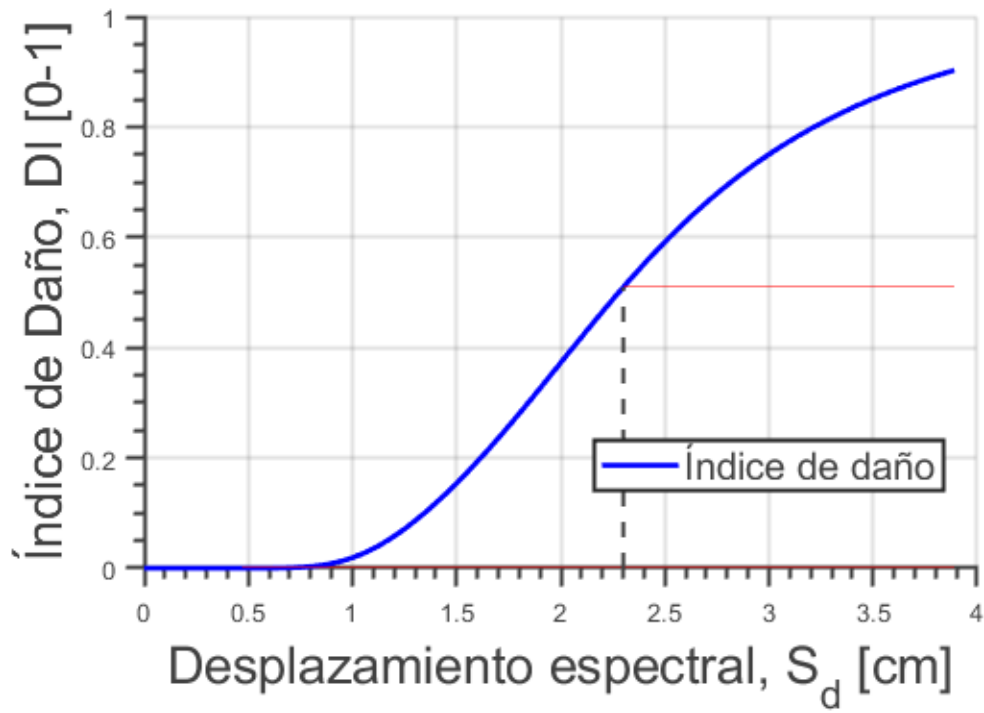


Figura 151. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

6.5.8. Análisis 8: Segunda hipótesis eje Y NEG

- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,04g era 0,33 cm.
- El desplazamiento objetivo obtenido en el análisis para un pga de 0,194g era 1,61 cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_y = 1,10$ cm.
- Para la bilineal del espectro de capacidad $D_u = 5,36$ cm.

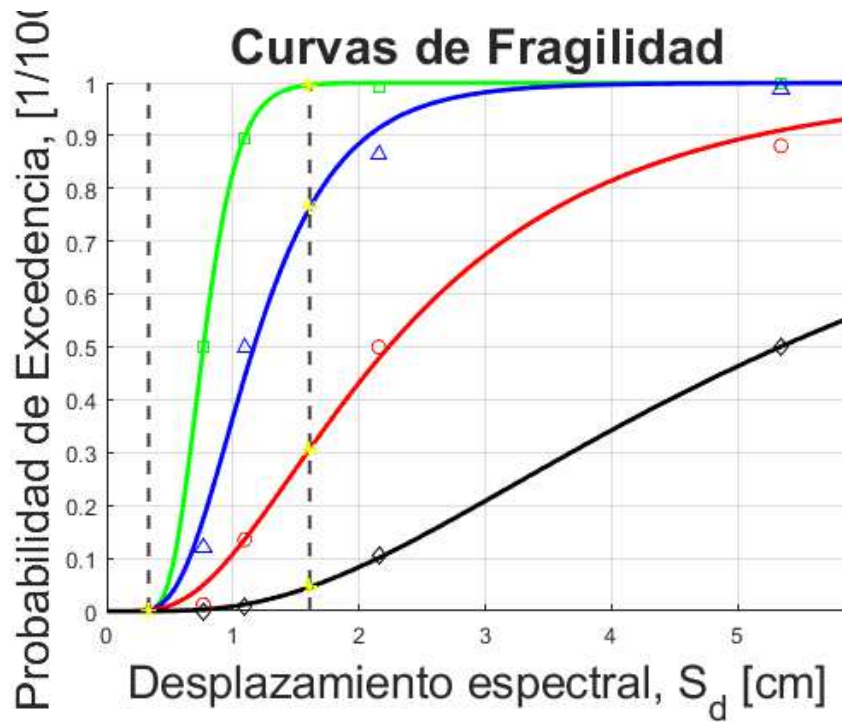


Figura 152. Curvas de fragilidad obtenidas del análisis. (Fuente: Elaboración propia)

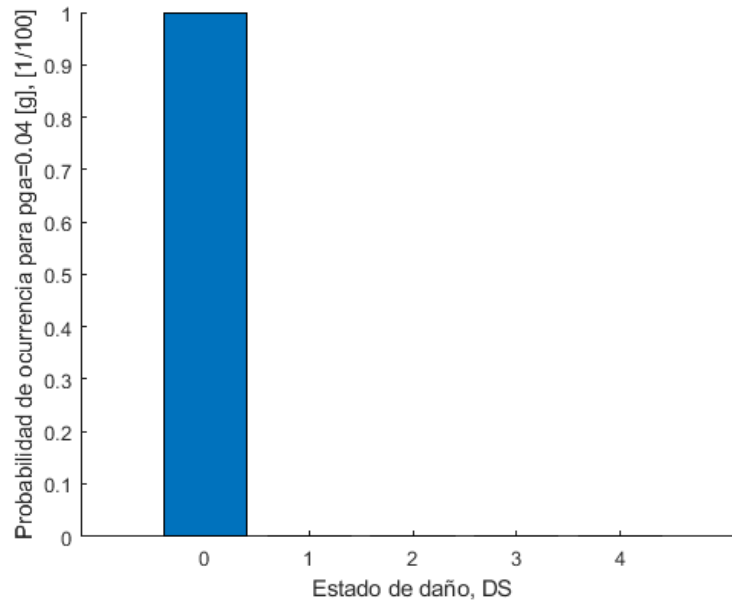


Figura 153. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,04g. (Fuente: Elaboración propia)

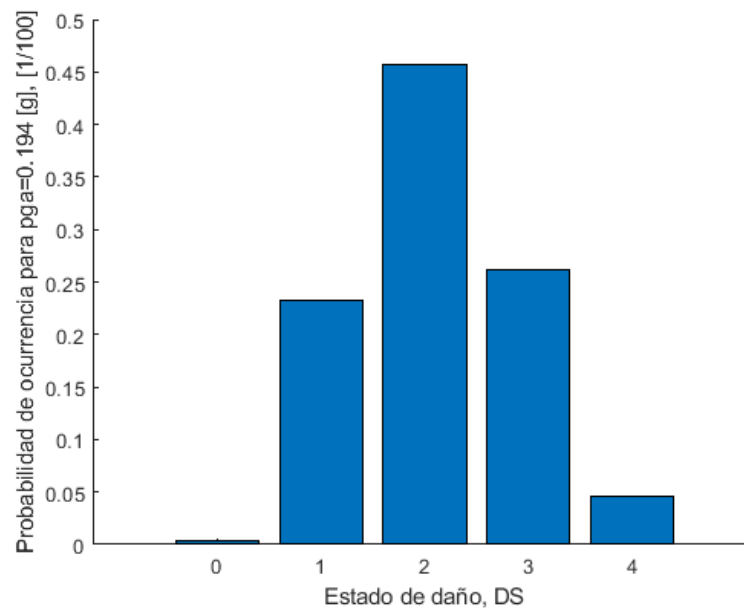


Figura 154. Probabilidades de ocurrencia para un pga de 0,194g. (Fuente: Elaboración propia)

de daño para cada desplazamiento espe

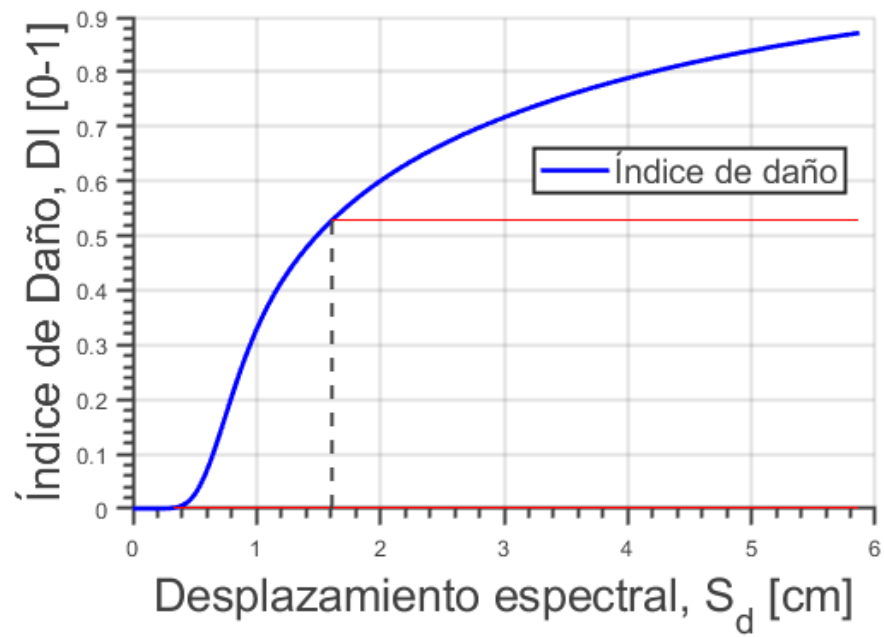


Figura 155. Curva del índice de daño. (Fuente: Elaboración propia)

7. Conclusiones

7.1. Comparativa desplazamientos del espectro de capacidad

Tabla 14. Comparativa entre los desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos para cada análisis.

Análisis	Hipótesis mampostería	Dirección	Sentido	Desplazamientos [cm]	
				D_y	D_u
1	H1, diferente calidad	Eje X	POS	1,18	2,55
2	H1, diferente calidad		NEG	1,25	2,52
3	H1, diferente calidad	Eje Y	POS	1,75	3,40
4	H1, diferente calidad		NEG	2,20	3,51
5	H2, misma calidad	Eje X	POS	1,41	2,13
6	H2, misma calidad		NEG	1,17	2,09
7	H2, misma calidad	Eje Y	POS	2,10	3,51
8	H2, misma calidad		NEG	1,10	5,36

Los espectros de capacidad para el eje Y son más alargados que los del eje X, por tanto los desplazamientos últimos son mayores. También los desplazamientos de fluencia.

Esto se traduce en que el área bajo la curva o espectro es mayor para un eje que para el otro, y por tanto en el caso de una demanda sísmica que someta al eje Y de nuestro edificio, los elementos estructurales (indiferentemente de la hipótesis) podrán absorber más energía hasta llegar al colapso que si la demanda fuera únicamente en el sentido de las X, donde el edificio entonces se comportaría de forma mucho más frágil.

7.2. Comparativa desplazamientos del punto de desempeño

Tabla 15. Comparativa entre los desplazamientos del punto de desempeño para cada análisis.

Análisis	Hipótesis mampostería	Dirección	Sentido	Desp. desempeño N2 [cm]	
				<i>pga</i> =0,04g	<i>pga</i> =0,194g
1	H1, diferente calidad	Eje X	POS	0,41	2,00
2	H1, diferente calidad		NEG	0,41	2,00
3	H1, diferente calidad	Eje Y	POS	0,41	2,00
4	H1, diferente calidad		NEG	0,29	1,39
5	H2, misma calidad	Eje X	POS	0,52	2,52
6	H2, misma calidad		NEG	0,45	2,19
7	H2, misma calidad	Eje Y	POS	0,47	2,30
8	H2, misma calidad		NEG	0,33	1,61

Los desplazamientos para el punto de desempeño de nuestro edificio son menores para los análisis de la primera hipótesis y mayores para la segunda hipótesis, es decir, si consideramos la calidad de la mampostería constante para cada nivel, sin variaciones en sus propiedades mecánicas, el desplazamiento esperado para una cierta demanda siempre será mayor que en el caso de considerar variable la calidad a medida que se sube de nivel en el edificio.

Considerando la aceleración pico del terreno de 0,04g para la zona del Eixample como indica el NCSE-02, el punto de desempeño está muy lejos del punto obtenido para una aceleración pico de terreno de 0,194g que indica, para la misma zona, la tesis realizada por Janira Irizarry en 2004, por lo que los desplazamientos esperados son más severos ante este *pga* como podemos ver en la tabla 15, y en definitiva mientras mayor es el *pga* utilizado mayor desplazamiento será el esperado y las probabilidades de ocurrencia de estados de daño más severos serán mayores, como veremos en las siguientes comparativas.

7.3. Comparativa probabilidades estados de daño ($p_{ga} = 0,04g$)

Tabla 16. Comparativa probabilidades de cada estado de daño para cada análisis.

Análisis	Hipótesis mampostería	Dirección	Sentido	Probabilidad de ocurrencia				
				ED 0	ED 1	ED 2	ED 3	ED 4
1	H1, diferente calidad	Eje X	POS	99%	1%	0%	0%	0%
2	H1, diferente calidad		NEG	99%	1%	0%	0%	0%
3	H1, diferente calidad	Eje Y	POS	100%	0%	0%	0%	0%
4	H1, diferente calidad		NEG	100%	0%	0%	0%	0%
5	H2, misma calidad	Eje X	POS	98%	2%	0%	0%	0%
6	H2, misma calidad		NEG	96%	4%	0%	0%	0%
7	H2, misma calidad	Eje Y	POS	100%	0%	0%	0%	0%
8	H2, misma calidad		NEG	100%	0%	0%	0%	0%

Podemos ver como las probabilidades de ocurrencia considerando un p_{ga} de 0,04g, valor de aceleración pico que determina el anejo NCSE-02 para Barcelona, son aproximadamente 100% para el estado de daño 0, es decir, hay una probabilidad extremadamente alta de que el edificio Mun159 no sufra daños en su estructura ante una demanda sísmica sea cual sea la dirección y sentido de la demanda sísmica, para las dos hipótesis, y si se sufren daños, estos serán muy leves.

7.4. Comparativa probabilidades estados de daño ($pga = 0,194g$)

Tabla 17. Comparativa probabilidades de cada estado de daño para cada análisis.

Análisis	Hipótesis mampostería	Dirección	Sentido	Probabilidad de ocurrencia				
				ED 0	ED 1	ED 2	ED 3	ED 4
1	H1, diferente calidad	Eje X	POS	0%	3%	22%	50%	25%
2	H1, diferente calidad		NEG	1%	2%	22%	50%	25%
3	H1, diferente calidad	Eje Y	POS	4%	23%	40%	27%	6%
4	H1, diferente calidad		NEG	1%	23%	46%	26%	4%
5	H2, misma calidad	Eje X	POS	0%	0%	1%	20%	79%
6	H2, misma calidad		NEG	0%	0%	5%	40%	55%
7	H2, misma calidad	Eje Y	POS	5%	24%	38%	27%	6%
8	H2, misma calidad		NEG	1%	23%	45%	26%	5%

Para cada análisis, las probabilidades de ocurrencia para un pga de $0,194g$ como indica Irizarry para un escenario probabilista en el distrito del Eixample, están muy repartidas entre los diferentes estados de daño, especialmente entre ED2, ED3 y ED4 lo que supondrían daños no despreciables para la estructura.

Para el eje Y las probabilidades prácticamente se mantienen para las dos hipótesis, por lo que el edificio Mun159 presentaría daños similares. Sin embargo, para el eje X el daño se agrava en la segunda hipótesis, para los dos sentidos, sufriendo daños elevados, es decir, si las propiedades mecánicas son peores a medida que subimos de nivel en el edificio, no solo supone menor presupuesto económico a la hora de construirlo (al utilizarse mampostería de peor calidad), sino también la probabilidad de que el estado de daño sea mayor ante una demanda sísmica es menor.

Tras esto podríamos afirmar, que en los edificios típicos del Eixample, contruidos de mampostería no reforzada sin ningún diseño en seguridad sismorresistente, la calidad de los pisos superiores debería ser decreciente respecto la calidad del primer nivel para disminuir la rigidez global del edificio y así interaccionar con más flexibilidad ante una demanda sísmica, provocando desplazamientos mayores entre los diferentes nodos pero siendo más probable un estado de daño menor. Debido a las condiciones de construcción de la época, la mampostería de estos edificios sigue esta primera hipótesis.

A la hora de diseñar las estructuras, las normativas deberían zonificarse más y basarse en estudios más restrictivos, en este caso, para este tipo de edificios, resulta insuficiente la aceleración de terreno pico de 0,04g que indica el NCSE-02 ya que existe una diferencia muy grande con la aceleración pico para el distrito que propone la tesis de J. Irizarry, 2004, y por ende las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daños, como hemos visto, son muy diferentes.

Con este trabajo hemos analizado la influencia en la respuesta estructural al variar la calidad, según su posición en la altura, de materiales que conforman la mampostería de edificios no reforzados, en especial del edificio de referencia Mun159.

Se deberían realizar estudios adicionales en el futuro, analizando probetas del edificio obtenidas en obra y realizando ensayos no destructivos para obtener propiedades mecánicas exactas de la mampostería para cada nivel, para así obtener resultados más precisos.

8. Presupuesto

Para la elaboración de este trabajo no se ha necesitado la compra de ningún material, tampoco la necesidad de equipos más allá de un ordenador para la redacción y el estudio, realizados mediante programas de licencia gratuita para estudiantes (con excepción del programa TreMuri que necesita una licencia de pago, utilizado mediante un ordenador con licencia activa del departamento).

El trabajo empezó a desarrollarse el 1 de Octubre de 2017 y la última modificación fue el día 10 de Enero de 2018, transcurrieron 3 meses y 9 días, considerando de media 3 horas trabajadas por cada día se resume en un total de 297 horas.

Con el fin de dedicar un apartado a un presupuesto teórico, hemos valorado las siguientes partidas, con impuestos incluidos.

Tabla 18. Presupuesto desglosado

Concepto	Cantidad	Precio	Total
Internet	3 meses	17,40€/mes	52,20 €
Transporte	10 viajes (1 zona)	10,20€	10,20 €
Horas trabajadas	297 h	8 €/h	2.376,00 €
Matriculación TFG	24 ECTS	43,30 €/ECTS	1.039,38 €
Impresión y encuadernado	142 páginas	0,46€/página +3€ enc.	68,42 €
Licencia Software TreMuri	3 meses	790 €	2.370,00 €
			5.916,20 €

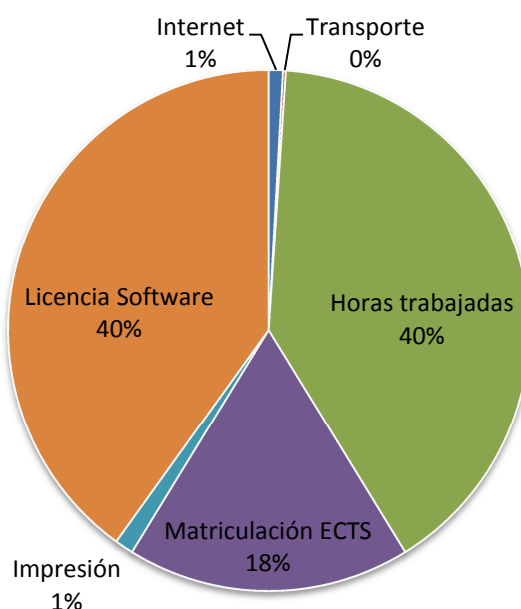


Figura 156. Presupuesto desglosado (Fuente: Elaboración Propia)

El presupuesto dedicado para la elaboración de este trabajo ha sido de **5.916,20€** IVA incluido.

9. Bibliografía

- Anónimo. «Wikipedia.» 8 de Septiembre de 2015.
<https://es.wikipedia.org/wiki/Euroc%C3%B3digo> (último acceso: Octubre de 2017).
- . «Wikipedia.» 12 de Diciembre de 2016.
https://en.wikipedia.org/wiki/Applied_Technology_Council (último acceso: Octubre de 2017).
- . «Wikipedia.» 29 de Septiembre de 2017.
https://es.wikipedia.org/wiki/Distrito_del_Ensanche (último acceso: Noviembre de 2017).
- Applied Technology Council. «Dinochen.» s.f.
http://www.dinochen.com/attachments/month_0901/atc-402.pdf (último acceso: Noviembre de 2017).
- Ávila Haro, Jorge Arturo. «Probabilistic seismic damage assessment of URM buildings based on incremental dynamic analysis.» *16th World Conference on Earthquake Engineering* Paper Nº 1037 (2017).
- Benítez, Alexandra. «Slideshare.» 2014 de Diciembre de 2014.
<https://es.slideshare.net/brujitacalderon1/curva-de-capacidad-pushover-42647188> (último acceso: Noviembre de 2017).
- Bohorquez, Hugo Alberto. «Slidershare.» 2 de Noviembre de 2016.
<https://www.slideshare.net/haborquez/el-punto-de-desempeo-en-porticos-resistentes-a> (último acceso: Octubre de 017).
- Cid, J. «IGC.» 1998. http://www.igc.cat/pdf/pubtec/1999_2000/1999_cid_etat_zonacion.pdf (último acceso: Octubre de 2017).
- Crisafulli, Francisco. «Blog UCA.» Mayo de 2002.
<http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf> (último acceso: Octubre de 2017).
- Fajfar, Peter. *A simplified nonlinear method for seismic damage assessment. In 19th European regional earthquake engineering seminar.* 1997.
- Federal Emergency Management Agency. *Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wll Buildings (FEMA 308).* 1999.
- Kabashi, Naser, y Arton Dautaj. «ResearchGate.» Abril de 2015.
https://www.researchgate.net/publication/275348888_Method_N2-According_to_Fajfar (último acceso: Noviembre de 2017).
- Martínez Castillo, María Andrea. *Evaluación del uso de espectros de diseño al análisis del riesgo sísmico. Aplicación a Barcelona (España).* Barcelona, 2009.

Ministerio de Fomento. «Fomento GOB.» 27 de Septiembre de 2002.

<https://www.fomento.gob.es/MFOM.CP.Web/handlers/pdfhandler.ashx?idpub=BN0222> (último acceso: Noviembre de 2017).

Miralles, Manuel Sifón. «UPV Riunet.» 14 de Septiembre de 2016.

<https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/77046/SIF%C3%93N%20-%20Aplicaci%C3%B3n%20del%20CSM%20al%20dise%C3%B1o%20s%C3%ADsmico%20prestacional%20de%20estructuras%20aportadas%20de%20hormig%C3%B3n%20....pdf?sequence=3> (último acceso: Noviembre de 2017).

Pacheco, Juan Carlos Jiménez. «Tesis Doctorales en Red.» 12 de Diciembre de 2016.

<http://www.tdx.cat/handle/10803/457144> (último acceso: Diciembre de 2017).

Pujades, Lluís. *Estimación de la vulnerabilidad sísmica de las tipologías constructivas más representativas de los edificios de importancia especial en Cataluña*. Barcelona, 2007.

Rosángel Moreno, Jesús Miguel Bairán. «UPC Commons.» Octubre de 2010.

<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/15752/art07.pdf> .

Sede electrónica del Catastro. «Cartografía catastral.» s.f. catastro -->

<https://www1.sedecatastro.gob.es/Cartografia/mapa.aspx?del=8&refcat=9226507DF2892E&internet=true&via=MUNTANER&tipoVia=CL&numero=159&bloque=&escalera=&planta=&puerta=&DescProv=BARCELONA&prov=8&muni=900&mun=900&DescMuni=BARCELONA&TipUR=U&codvia> (último acceso: Noviembre de 2017).

Solomos, G. «JRC Scientific and Technical Reports.» 2008.

<http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/EUR23563EN.pdf> (último acceso: 2017).

Universidad Nacional de San Agustín . «Slideshare.» 15 de Junio de 2015.

<https://es.slideshare.net/ronaldpurca3/anlisis-esttico-no-lineal-segn-atc40>.

Universidade da Coruña. «UDC Ceres.» 14 de Mayo de 2014.

ftp://ceres.udc.es/ITS_Caminos/Optativas/Calculo_Dinamico_Estructuras/teoria/sismos/pushover/T4_Pushover.pdf (último acceso: Noviembre de 2017).

Universitat Politècnica de Catalunya. «UPC Commons.» s.f.

<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6408/06.pdf?sequence=7&isAllowed=y> (último acceso: Octubre de 2017).

